

Ausbruchverhalten von Porenbetonplatten bei randnaher Punktstützung

Dissertation

vorgelegt an der Fakultät Bauingenieurwesen
der
Bauhaus - Universität Weimar

D i e t e r v. A l t

Weimar 2000

Ausbruchverhalten von Porenbetonplatten bei randnaher Punktstützung

Dissertation

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor – Ingenieur (Dr.- Ing.)

an der Fakultät Bauingenieurwesen
der
Bauhaus - Universität Weimar

vorgelegt von

Dipl.- Ing. Dieter von Alt
aus Engelrod

Weimar 2000

Vorwort

Diese Arbeit entstand im wesentlichen während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Professur Massivbau I der Fakultät Bauingenieurwesen an der Bauhaus- Universität Weimar.

Für die Anregung zu dieser Arbeit und für die jederzeit gewährte Unterstützung möchte ich mich bei meinem Betreuer, Herrn Prof. Dr.- Ing. habil. E. Raue, herzlich bedanken.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.- Ing. Dr.- Ing. E. h. G. Mehlhorn für die Durchführung des Korreferats.

Allen Kollegen und Beschäftigten der Professuren Massivbau I und II danke ich für die angenehme Zusammenarbeit und gewährte Unterstützung während meiner Tätigkeit als Mitarbeiter.

Der Versuchstechnischen Einrichtung Weimar gilt mein Dank für die Durchführung der Experimente.

Die Experimente wurden durch die Firma HEBEL AG, Emmering, gefördert.

Weimar, Dezember 2000

Kurzreferat

Schwerpunkt dieser Arbeit ist die Untersuchung des Ausbruchverhaltens von unbewehrten Porenbetonplatten bei konzentrierter Lasteintragung in Randnähe. In der Praxis tritt diese Problematik bei Befestigungen oder Verankerungen auf, die eine punktuelle Beanspruchung bewirken. Hauptziel der durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen war das Erkennen von Gesetzmäßigkeiten für Versagenserscheinungen und für Bruchlasten in Abhängigkeit von variierenden Geometrie- und Materialparametern. Dabei waren Größe und Lage der Lasteinleitungsstelle sowie die Materialfestigkeit die wichtigsten Einflussfaktoren. Von besonderem Interesse war auch das spröde Verhalten des Porenbetonmaterials auf das Ausbruchverhalten.

Die Arbeit gliedert sich in drei Hauptteile: die Experimente mit anschließend weiterführenden numerischen Untersuchungen, sowie Bemessungskonzepten mit Ausbruchgleichungen. Ein weiteres Kapitel behandelt die Zugfestigkeit von Porenbeton.

Die Experimente wurden an für Wand- oder Deckenplatten originaldicken Versuchskörpern durchgeführt. Dabei waren die Lagerbedingungen so festgelegt, dass sich möglichst ein ungestörter Ausbruchkörper ausbilden konnte.

Numerische Spannungsuntersuchungen über eine räumliche Idealisierung der Versuchskörper mit dem Finite- Element- Programmsystem ANSYS gaben Aufschlüsse über Ort und Größe von bruchverursachenden Spannungen. Des Weiteren wurden über die Versuchsergebnisse hinaus Berechnungen über den Einfluss von Variationen bei der Plattengeometrie durchgeführt.

Auf der Grundlage von Versuchsergebnissen und mit deren Kombination mit numerischen Berechnungen wurden Ausbruchgleichungen erstellt.

Es wurden Betrachtungen über die Zugfestigkeit als einen maßgebenden Faktor für das Ausbruchverhalten geführt.

Numerische Rissimulationen gaben Aufschluss über den Spannungszustand und den Ablauf der Rissentwicklung.

Inhaltsverzeichnis

0	Inhaltsverzeichnis	1
1	Einleitung	5
1.1	Ziel der Arbeit	5
1.2	Gliederung der Arbeit	5
2	Stand des Wissens	7
2.1	Übersicht und Geschichtliches	7
2.2	Ausbruchverhalten bei Beton	8
2.2.1	Normalbeton	8
2.2.2	Hochfester Beton	8
2.3	Befestigungstechnik	9
2.3.1	Versagensarten	10
2.3.2	Beanspruchungsarten bei Befestigungen	11
2.3.3	Befestigungselemente	14
3	Experimente und Dokumentation	18
3.1	Zielstellung	18
3.2	Festlegung der Versuchsparameter	19
3.2.1	Plattengeometrie	19
3.2.2	Material- und Lochparameter	20
3.2.3	Achsenfestlegung	21
3.2.4	Umfang und Bezeichnung der Versuche	22
3.3	Versuchsaufbau	22
3.3.1	Lagerung	22
3.3.2	Anordnung der Wegaufnehmer	23
3.3.3	Lasteinleitung	24
3.4	Ergebnisse	26
3.4.1	Versagenserscheinungen	26
3.4.1.1	Versagen mit Ausbildung eines Bruchkegels infolge Durchstanzen	27
3.4.1.2	Kombiniertes Versagen von Ausbruchkegel (Durchstanzen) und Biegezugbruch	28
3.4.1.3	Globaler Biegezugbruch	30
3.4.2	Bruchlasten	30
3.4.3	Bruchoberflächen	32
3.4.4	Verhältnis von Bruchlast zur Bruchoberfläche	34
3.4.5	Lokales Versagen des Porenbetons unter der Lastplatte	36

3.4.6	Verformungen	38
3.4.6.1	Globale Plattenverformungen des nicht gelagerten Eckbereiches	38
3.4.6.2	Last- Verformungsverhalten im Lasteinleitungsbereich	41
3.4.6.2.1	Last- Verformungsverhalten unter der Lastplatte	41
3.4.6.2.2	Last- Verformungsverhalten am Lochrand an der Plattenoberseite	44
3.4.6.2.3	Eindrückungen unter der Lastplatte ohne lokales Versagen	45
3.5	Zusammenfassung der experimentellen Ergebnisse der Serienversuche	46
3.6	Vorversuche	48
3.6.1	Zielstellung	48
3.6.2	Versuchsaufbau und -durchführung	48
3.6.3	Ergebnisse	49
3.6.3.1	Versagenserscheinungen	49
3.6.3.2	Bruchlasten	50
3.6.3.3	Verformungen	50
4	Festlegung von Bemessungskonzepten aufgrund der Versuchsergebnisse	52
4.1	Allgemeines	52
4.2	Festlegung von Ausbruchlasten mittels einer empirischen Gleichung unter Annahme einer „kritischen Fläche“ bzw. eines „kritischen Rundschnitts“	52
4.3	Gegenüberstellung verschiedener Annahmen zur Ermittlung von kritischen Flächen mit statistischer Festlegung eines empirischen Beiwertes	54
4.4	Festlegung einer Ausbruchgleichung	56
4.5	Ausbruchgleichung unter Zugrundelegung der deklarierten Festigkeitsklassen	58
4.6	Sicherheit gegenüber den experimentellen Bruchlasten	59
4.7	Bestimmung von Ausbruchlasten über das Concrete-Capacity- (C-C)- Verfahren	61
5	Zugfestigkeit von Beton und Porenbeton	67
5.1	Allgemeines	67
5.2	Aussagen über die Zugfestigkeit	67
5.3	Variation bei Exponenten für die Umrechnung von der Druck- auf die Zugfestigkeit	69

5.4	Bestimmung des Verhältnisses der Zug- zur Druckfestigkeit unter Berücksichtigung verschiedener Exponenten auf Grundlage der Versuchsergebnisse	72
5.5	Variation bei Exponenten auf Grundlage der Biegezugbrüche und numerischer Untersuchungen	74
6	Numerische Spannungsuntersuchungen an Finite- Element- Modellen	77
6.1	Einleitung	77
6.2	Allgemeines zur Modellierung mit dem Finite- Element (F-E)- Pogrammsystem ANSYS	77
6.3	Festlegung der numerisch untersuchten Lasteinleitungsstellen und F- E- Modellierung	80
6.3.1	Allgemeines	80
6.3.2	Elemente und Material	80
6.3.3	Geometrie und Randbedingungen	81
6.3.4	Modellierung	82
6.4	Linear- elastische Spannungsuntersuchungen	86
6.4.1	Vorbemerkungen	86
6.4.2	Spannungen in der Lasteinleitungsebene	86
6.4.3	Spannungen über die effektive Plattendicke	91
6.4.4	Spannungen an der Plattenunterseite	92
6.4.5	Ergebnisse	95
6.5	Einfluss der Loch- und Lastplattendurchmesser	97
6.5.1	Allgemeines	97
6.5.2	Kombination von Loch- und Lastplattendurchmesser	97
6.5.2.1	Lasteinleitungsebene	98
6.5.2.2	Mittelebene und Plattenunterseite	99
6.5.3	Ergebnis	99
6.6	Variation der Plattendicke	101
6.6.1	Allgemeines	101
6.6.2	Variation der effektiven Plattendicke	101
6.6.2.1	Lasteinleitungsebene	101
6.6.2.2	Plattenunterseite	102
6.6.3	Vernachlässigung des Bereiches oberhalb der Lasteinleitungsebene	103
6.6.3.1	Plattenoberseite	104
6.6.3.2	Plattenunterseite	104
6.6.4	Ergebnis	104
6.7	Vorversuche mit mittiger Lasteinleitungsstelle	105
6.7.1	Allgemeines und Modellierung	105

6.7.2	Linear- elastische Spannungsanalyse	106
6.8	Numerische Spannungsspitzen an einspringenden Ecken	108
7	Bestimmung einer Ausbruchgleichung für randferne Lasteinleitungsstellen	112
7.1	Einleitung	112
7.2	Festlegung eines approximierten Exponenten für eine variierende effektive Dicke	112
7.2.1	Vorgehensweise	112
7.2.2	Gegenüberstellung von statistischen Größen zur Ermittlung der Zugspannungen an der Plattenunterseite	113
7.3	Festlegung der Ausbruchgleichung	116
7.4	Vergleich der Ausbruchgleichungen für Normalbeton und Porenbeton	117
7.5	Ergebnis	120
8	Numerische Risssimulation	121
8.1	Risssimulation unter Verwendung des Solid65- Elementes	121
8.1.1	Allgemeines	121
8.1.2	Untersuchungen an der Lasteinleitungsstelle 5/E	121
8.1.2.1	Kraftgesteuert, am 8- Schichtenmodell	122
8.1.2.2	Kraftgesteuert, am 5- Schichtenmodell	122
8.1.2.3	Weggesteuert, am 8- Schichtenmodell	122
8.1.2.4	Weggesteuert, am 5- Schichtenmodell	123
8.1.2.5	Ergebnis	124
8.1.3	Numerische Risssimulation von randnahen Lasteinleitungsstellen	125
8.1.3.1	Lasteinleitungsstelle 1/A (50mm / 50mm)	125
8.1.3.2	Lasteinleitungsstelle 1/E (50mm / 250mm)	126
8.2	Risssimulation bei den Vorversuchen bei mittiger Lasteinleitung	129
8.3	Risssimulation bei Ausschaltung ganzer Elemente	130
9	Zusammenfassung	132
10	Literaturverzeichnis	137

1 Einleitung

1.1 Ziel der Arbeit

In vorliegender Arbeit wurde das Tragverhalten von Porenbetonplatten bei randnaher, punktueller Lasteintragung untersucht. Von besonderem Interesse war dabei der Einfluss von verschiedenen Lasteinleitungsstellen auf das Ausbruchverhalten, dabei insbesondere auf die Ausbruchlasten und Versagenserscheinungen. Praktisch werden konzentrierte Lasteinleitungen durch punktuelle Stützungen oder durch Befestigungen bewirkt. Befestigungen werden z.B. kopfbolzenartig oder mittels Ankerplatten ausgeführt. Diese Verankerungsarten werden als "formschlüssig" bezeichnet. Die Befestigungen in Beton nutzen diesen planmäßig auf Zug aus, was den wichtigen Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die Bruchlast deutlich macht. Für Normalbeton, neuerdings auch für hochfesten Beton, wurden experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten bei verschiedenen Verankerungsarten geführt, insbesondere von formschlüssigen.

Durch die Zusammensetzung des Porenbetons aus einer aufgeblähten Zellwandstruktur und aufgrund seiner relativ geringeren Festigkeit ist für ihn gegenüber Normalbeton ein anderes Bruchverhalten zu erwarten. Darüber gaben Versuchsergebnisse und numerische Analysen in dieser Arbeit Aufschluss. Vergleiche der dabei gewonnenen Ergebnisse mit denen von Normalbeton stellten Unterschiede oder Gemeinsamkeiten fest. Das spröde Verhalten von Porenbeton, das insbesondere bei der bruchverursachenden Überschreitung der Zugfestigkeit angenommen wird, ist ein wichtiger, zu berücksichtigender Faktor. Eine Grundlage für die Entwicklung dieser Arbeit waren die Resultate aus 120 Einzelversuchen über 4 Versuchsreihen, bei denen die Lasteinleitungsgeometrie und die Materialfestigkeit variierende Parameter waren.

1.2 Gliederung der Arbeit

Diese Arbeit wurde in weitere Kapitel gegliedert mit den folgenden Inhaltsschwerpunkten:

Kapitel 2 befasst sich mit dem Stand des Wissens, wobei kurz das Geschichtliche der Durchstanzproblematik bei Beton behandelt wurde. Normal- und hochfester Beton wurden hinsichtlich ihres Ausbruchverhaltens verglichen. Danach erfolgte eine allgemeine Behandlung der Problematik der Befestigungstechnik.

Kapitel 3 beschreibt die Versuchsdurchführung und enthält eine Dokumentation der Ergebnisse. Dabei waren die Versagenserscheinungen und die Bruchlasten von besonderem Interesse. Rückschlüsse auf Bruchursachen und -mechanismen

konnten daraufhin getroffen werden. Der Einfluss der Geometrie bei der Lasteinleitung, sowie die Materialfestigkeit hatten hierbei einen großen Einfluss.

Kapitel 4 schlägt ein Bemessungskonzept auf der Grundlage der "kritischen Fläche" beim Durchstanznachweis nach DIN 1045-1 bzw. EC 2 vor. Dabei fanden die nach Kapitel 3 gewonnenen Versuchsergebnisse Eingang. Als weiteres Konzept zur Ermittlung von Ausbruchlasten bei Beton wurde das "Concrete- Capacity-" Verfahren [55, 56] angewendet.

Kapitel 5 beschäftigt sich mit der Zugfestigkeit von Beton und Porenbeton, wobei von besonderem Interesse die Umrechnung von der Druck- auf die Zugfestigkeit war.

In *Kapitel 6* werden numerische Untersuchungen an idealisierten Finite- Element-Modellen angestellt. Dabei erfolgten linear- elastische Spannungsberechnungen, die Aufschlüsse über die Versagensursache gaben. Insbesondere war dabei die Ermittlung von Größe und Ort der als bruchverursachend angenommenen Zugspannung von Interesse.

In *Kapitel 7* wurde aufgrund der Kombination von Versuchsergebnissen mit den numerisch ermittelten Resultaten eine (gegenüber Kapitel 4) erweiterte Ausbruchgleichung vorgeschlagen, bei der auch eine veränderliche Verankerungstiefe berücksichtigt wurde.

In *Kapitel 8* wurden am FE- Modell numerische Rissimulationen für verschiedene Lasteinleitungsstellen durchgeführt. Dabei wurde die Rissentwicklung nachvollzogen. Die Ergebnisse über Kraft- und Wegsteuerung dieser iterativen Berechnungen wurden gegenübergestellt; Versuche wurden mit der Rissimulation verglichen.

Kapitel 9 als abschließender Teil dieser Arbeit beinhaltet eine Zusammenfassung der wichtigsten Erkenntnisse als Thesen.

2 Stand des Wissens

2.1 Übersicht und Geschichtliches

Die prinzipiell gleiche Problematik zum Ausbruchverhalten bei Befestigungen ist das Durchstanzen von Betonplatten, das insbesondere bei Stahlbeton behandelt wird. Bereits im Jahre 1890 wurde das Problem des Durchstanzen in der Praxis zwar erkannt und berücksichtigt, jedoch noch ohne Führung statischer Nachweise. In den Jahren 1914 - 1916 wurde von *Frank, Henkel* und *Braun* (aus *Nölting* [9]) das Durchstanzen von Pflanzplatten eingehender untersucht, danach erlosch vorerst das Interesse für Durchstanzprobleme. In den 30er Jahren wurde es dann von *Graf* (aus *Nölting* [9]) wieder verfolgt. Als Theorie wurde näherungsweise die Kirchhoff'sche Plattentheorie zugrunde gelegt. Diese ist für die Durchstanzproblematik aber nur sehr eingeschränkt anwendbar. Es ist eine Betrachtung in einem ausreichenden Abstand von der einspringenden Ecke als kritischen Störbereich angebracht, wobei gute Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen bestand. *Kinnunen* und *Nylander* [2] führten hinsichtlich des Durchstanzens von Stahlbetonplatten Betrachtungen an einer Ersatz- Kreisplatte, wobei das Bruchkriterium auf Stauchungen in der Biegedruckzone beruht. Im Jahre 1961 wurden von *Ritter* und *Franz* [1] erstmals spannungsoptische Untersuchungen zum Durchstanzen geführt. Dabei wurde ein Kunstharzmodell im warmen Zustand belastet und nach Abkühlung zerschnitten. Nach diesem "Einfrierverfahren" konnten Vertikal- und Schubspannungen sowie Radial- und Tangentialspannungen bestimmt werden. Eine Anzahl von Autoren, u. a. [3, 6, 7, 9, 21] stellten verschiedene Versagensmechanismen auf. Diese sind:

1. Das Biegedruckbruchmodell, bei dem die Annahme gilt, dass in Stützennähe durch tangential Biegemomente die Betondruckfestigkeit überschritten wird.
2. Das Biegeschubbruchmodell, das eine Trennung von Platte und Stütze durch einen geneigten Riss annimmt.
3. Das Schubbruchmodell, das letztlich von einer Translation zwischen Platte und Stütze infolge Überschreitung der Zugfestigkeit ausgeht.

Entsprechend zu 3. ist auch bei Porenbeton von einer Starrkörpertrennung eines Ausbruchkörpers auszugehen, der sich infolge eines Trennrisses rechtwinklig zu schiefen Hauptzugspannungen einstellt, die die Zugfestigkeit überschreiten. Für die Praxis war in neuerer Zeit insbesondere die Problematik der Stützen von Flachdecken von Interesse. Hierzu sind in den letzten Jahren zahlreiche Veröffentlichungen, u.a. von [4, 15, 24, 25, 27, 33, 34, 35], sowie für das Durchstanzen von Stützenfundamenten u.a. von [8, 10] erschienen.

2.2 Ausbruchverhalten bei Beton

2.2.1 Normalbeton

Die Ausbruchkörper zugbeanspruchter Verankerungen in Beton sind kegel- bzw. kegelstumpfförmig mit ihrer Spitze im Lasteinleitungsbereich, Bild 2.1. Bei Experimenten an Einzelverankerungen [31, 44] bildeten sich bei 30% - 40% der Höchstlast erste Zugrisse am Bolzenkopf (Lasteinleitung). Es fand ein stabiles Risswachstum statt, das sich ab 90% der Höchstlast beschleunigt fortsetzte. Unter Höchstlast hatte der Riss die Betonoberfläche noch nicht erreicht. Das sich anschließende Nachbruchverhalten konnte durch weggesteuerte Belastungsdurchführung weiter verfolgt werden. Zur Traglastbestimmung bei Normalbeton kann die Spannungsverteilung über die Bruchfläche unter Höchstlast näherungsweise als dreieckförmig angenommen werden. Die Grundflächen ungestörter Ausbruchkegel waren annähernd kreisförmig. Die Neigungen der Bruchoberflächen waren nicht konstant. Dies kann auf die Lagerbedingungen, wie auch auf die Inhomogenität des Normalbetons oder auf andere physikalische Gegebenheiten zurückgeführt werden. Der auf die Verankerungstiefe bezogene Kegeldurchmesser nahm mit zunehmender Verankerungstiefe ab.

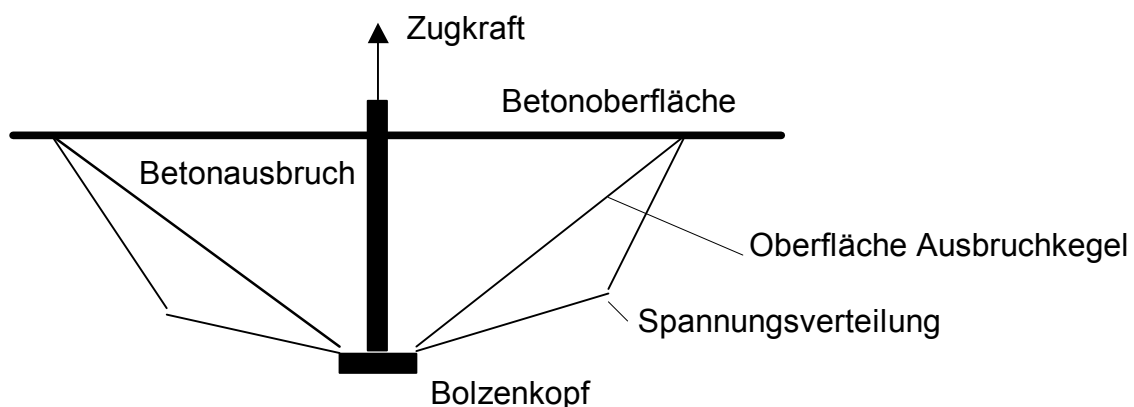


Bild 2.1: Zugbeanspruchte Verankerung (Kopfbolzen) in Normalbeton; Ausbruchkegel mit näherungsweise dreieckförmiger Spannungsverteilung

2.2.2 Hochfester Beton

Hochfester Beton besitzt gegenüber Normalbeton eine etwa 5 mal so hohe Druckfestigkeit, gegenüber Porenbeton etwa die 25- fache. Gegenüber Normal-

beton, der infolge seiner Matrix als inhomogen gilt, ist hochfester Beton aufgrund seiner Zugaben, die die Schwachzone zwischen Zuschlag und Zementstein stärken, ein vergleichsweise homogener Baustoff. Durch seine Gefügestruktur wird somit beim Bruch eine glattere Oberfläche erreicht. Auch ist von spröderem Verhalten bei hochfestem Beton auszugehen, was sich durch schlagartiges Versagen bemerkbar macht. In diesen beiden Punkten -die Homogenität und das spröde Verhalten- besteht auch bei großem Unterschied in der Festigkeit eine Gemeinsamkeit zwischen hochfestem Beton und Porenbeton. Bei Erreichen der Zugfestigkeit findet bei hochfestem Beton gegenüber Normalbeton ein steilerer Abfall der Spannungen statt. Somit machte sich auch bei Auszugsversuchen die Sprödigkeit bei hochfestem Beton bemerkbar [42].

Der bisher bekannte empirische Ansatz zur Ermittlung von Ausbruchlasten bei Normalbeton lässt sich nicht ohne weiteres auf hochfesten Beton übertragen.

Über numerische Untersuchungen, bei denen die Spannungszustände eben, wie auch dreidimensional behandelt werden, stellte sich eine bessere Übereinstimmung zwischen dem tatsächlichen Rissverlauf und den ermittelten Hauptzugspannungen für die dreidimensionale Modellierung heraus. Des weiteren nahmen die Spannungen nach außen hin bei der dreidimensionalen Untersuchung rascher ab, was auf die Möglichkeit einer Spannungsverteilung über einen größeren Bereich zurückzuführen ist.

2.3 Befestigungstechnik

Die Untersuchungen über das Ausbruchverhalten in dieser Arbeit gehen von einer kleinflächigen Lasteintragung aus. Diese wird in der Praxis durch formschlüssige Befestigungselemente bewirkt, wie z. B. durch kopfbolzenähnliche Befestigungen. Mit den verschiedenen Befestigungssystemen und deren Tragverhalten beschäftigt sich die Befestigungstechnik. Die formschlüssigen Befestigungssysteme unterscheiden sich zwar prinzipiell in ihrer Wirkungsprinzipien, zeigen sich hinsichtlich der Ausbruchlasten bei Betonversagen aber untereinander als weitgehend ähnlich. Zum Tragverhalten wurden in den letzten Jahren Berichte veröffentlicht, u.a. von [11, 13, 17].

In dieser Arbeit wurde das Problem auf eine quasi- punktuelle Einzellast bezogen, die axial, d.h. senkrecht zur Bauteiloberfläche wirkt. In der Befestigungstechnik wird das Problem auch erweitert auf Mehrfachbefestigungen bezogen, d.h. auf die Anordnung von benachbarten Lasteinleitungsstellen. Desweiteren gibt es neben der axialen Lasteinleitung noch die Beanspruchungsarten Quer- und Schrägzug, sowie Biegung. Die verschiedenen Befestigungs- und Beanspruchungsarten werden in diesem Kapitel erläutert.

2.3.1 Versagensarten

Grundsätzlich treten bei Versagen einer Befestigung vier verschiedene Brucharten auf:

- a) Bruch des Befestigungselementes
- b) Herausziehen (Durchziehen) des Befestigungselementes
- c) Spalten des Befestigungskörpers (globaler Biegezugbruch)
- d) kegelförmiger Ausbruch

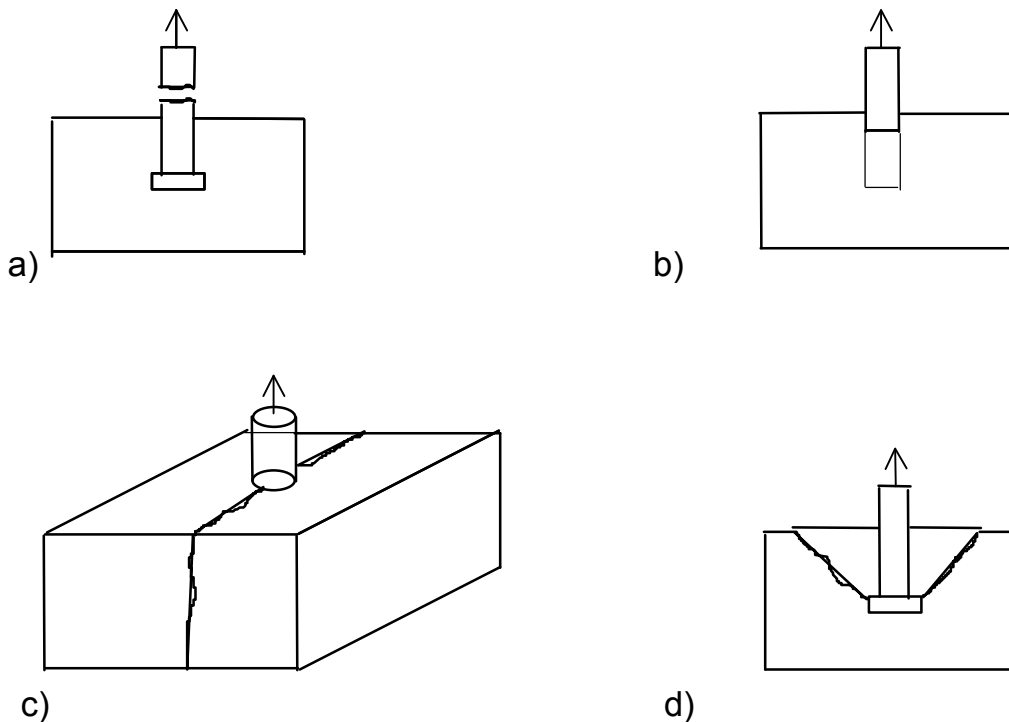


Bild 2.2: Grundsätzlich auftretende Versagensarten bei Befestigungen unter axialer Zugbeanspruchung

zu a) Für das Befestigungselement wird die Tragfähigkeit überschritten. Diese Versagensart tritt nur in seltenen Fällen bei Verankerungen in hochfesten Betonen auf. Maßgebend sind hierbei die Querschnittsabmessungen und die Zugfestigkeit des Befestigungselementes. Bei Kopfbolzenverankerungen kann z. B. ein „Abreißen“ des Kopfbolzens von der Verankerungsplatte eintreten, was durch eine entsprechend dimensionierte Schweißung zu verhindern ist.

zu b) Das Befestigungselement wird aus dem Bohrloch gezogen. Ursache dafür ist zu geringe Formschlüssigkeit bzw. nicht ausreichende Verzahnung. Die Versagensarten unter a) und b) sind nicht Gegenstand dieser Arbeit. Ihr Auftreten wurde durch den Versuchsaufbau ausgeschlossen.

zu c) Ein Spalten des Befestigungskörpers kann als Biegezugbruch auftreten. Ursache dafür ist zu geringe Dicke des Befestigungskörpers.

zu d) Der Betonausbruch ist die häufigste Versagensart in der Befestigungstechnik bei Verankerungen in Beton. Die dabei entstehenden kegelartigen Ausbruchkörper unterscheiden sich für Dübel- oder Kopfbolzenverankerungen kaum. Bei Normalbeton sind die Bruchoberflächen, je nach Verankerungstiefe, um ca. 30° bis 40° gegen die Grundfläche geneigt. Mit abnehmender Verankerungstiefe wird der Ausbruchwinkel flacher.

Für die Lage der Lasteinleitung werden zwei verschiedene Bereiche festgelegt:

- "randferne" Anordnung und
- "randnahe" Anordnung des Befestigungselementes bzw. der Lasteinleitungsstelle.

Bei "randfernen" Lasteinleitungsstellen kann sich ein vollständiger, weitgehend ungestörter Ausbruchkegel bzw. Ausbruchpyramide bilden mit einer kreisförmigen bzw. näherungsweise quadratischen Grundfläche. Ihre Ränder erreichen dabei keine Außenkante des Befestigungskörpers.

Bei "randnahen" Lasteinleitungsstellen kann sich kein vollständiger Ausbruchkegel ausbilden; er wird in seiner Grundfläche durch die Randnähe zu einer oder mehreren Kanten des Befestigungskörpers "eingeschnitten". Hierdurch wird die Ausbruchlast reduziert.

Bei Kopfbolzenverankerungen mit sehr naher Randlage kann es auch zu seitlichen Aussprengungen an der Stirnfläche des Befestigungskörpers in Höhe des Kopfbolzens kommen. Dabei ist die Bruchlast geringer, als bei einem kegelähnlichen Ausbruch. Bei Verwendung von Dübeln konnte diese Bruchart nicht festgestellt werden.

2.3.2 Beanspruchungsarten bei Befestigungen

Hierbei sind zwei grundsätzliche Einflussfaktoren maßgebend:

- Einzel- oder Mehrfachbefestigungen
- Richtung der Beanspruchung

Einzel- oder Mehrfachbefestigungen

Als Einzelbefestigung gilt ein einzelner Dübel oder Kopfbolzen, in dessen Ausbruchbereich keine Überlagerung mit anderen Befestigungen vorhanden ist. Die Einzelbefestigung kann "randfern" oder "randnah" angeordnet sein. Mehrfachbefestigungen sind üblicherweise zwei bis neun auf einer Platte angeschweißte Kopfbolzen. Bei einer Mehrfachbefestigung ist die Tragfähigkeit normalerweise höher, als bei einer Einzelbefestigung. Ursache dafür ist eine insgesamt größere

zur Verfügung stehende Ausbruchfläche, die durch die mehr oder weniger dicht beieinanderstehenden Befestigungen vorhanden ist. Der Abstand untereinander ist dabei von bedeutendem Einfluss auf die Tragfähigkeit. Größte Tragfähigkeit wird erreicht, wenn sich die Ausbruchkörper der einzelnen Bolzen einer Mehrfachbefestigung nicht überschneiden. Dann ist z. B. die Tragfähigkeit einer Zweifachbefestigung zweimal so hoch, wie die einer Einzelbefestigung. Je näher sich die einzelnen Bolzen einer Mehrfachbefestigung kommen, desto mehr überlagern sich ihre Ausbruchkörper und die Traglast wird insgesamt geringer. Fallen die Bolzen einer Mehrfachbefestigung fiktiv in einem Punkt zusammen, wird ihre Tragfähigkeit auf die einer Einzelbefestigung reduziert.

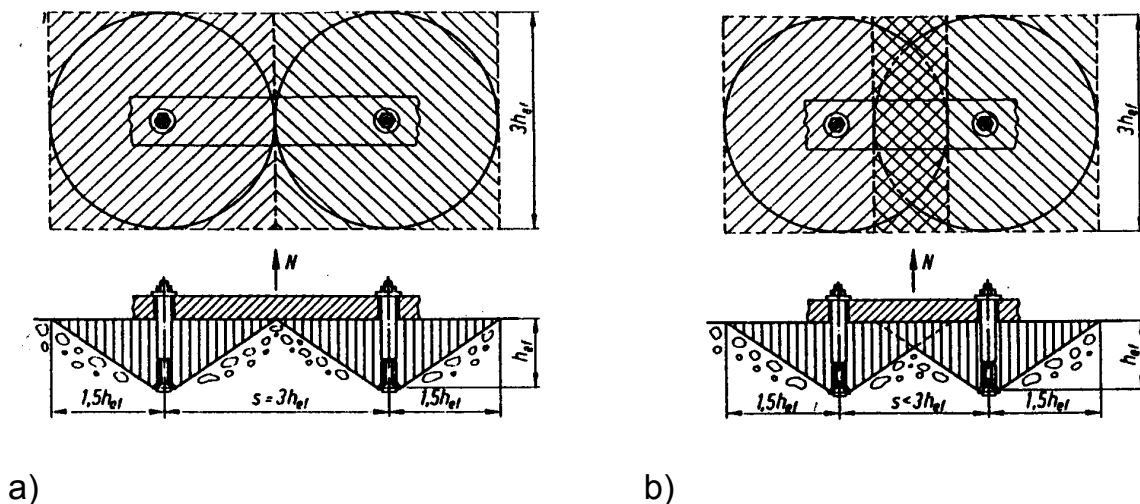


Bild 2.3: Einfluss des Achsabstandes auf die Form des Betonausbruchkörpers bei zugbeanspruchten Zweiergruppen, nach *Fuchs* und *Eligehausen* [55]

a) mit "großem" Achsabstand;

b) mit "kleinem" Achsabstand.

Eine zusätzliche Verminderung der Ausbruchflächen und somit der Ausbruchlast wird durch randnahe Lage der Mehrfachbefestigung bewirkt. Außer der verminderten, zur Verfügung stehenden Ausbruchfläche muss dabei eine weitere Reduzierung der Ausbruchlast infolge Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustands berücksichtigt werden. Für die Bestimmung der Bruchlasten in Randnähe bei Einzel- und Mehrfachbefestigungen eignet sich das C- C- Verfahren [55, 56, 57], was auch in Kapitel 4 Anwendung findet.

Richtung der Beanspruchung

Einen weiteren Einfluss auf das Tragverhalten von Befestigungen haben Belastungsart bzw. -richtung. Dabei werden vier verschiedene Belastungsarten bzw. -richtungen unterschieden:

- a) Axialzug
- b) Querkzug
- c) Schrägzug
- d) Querkzug mit Biegung

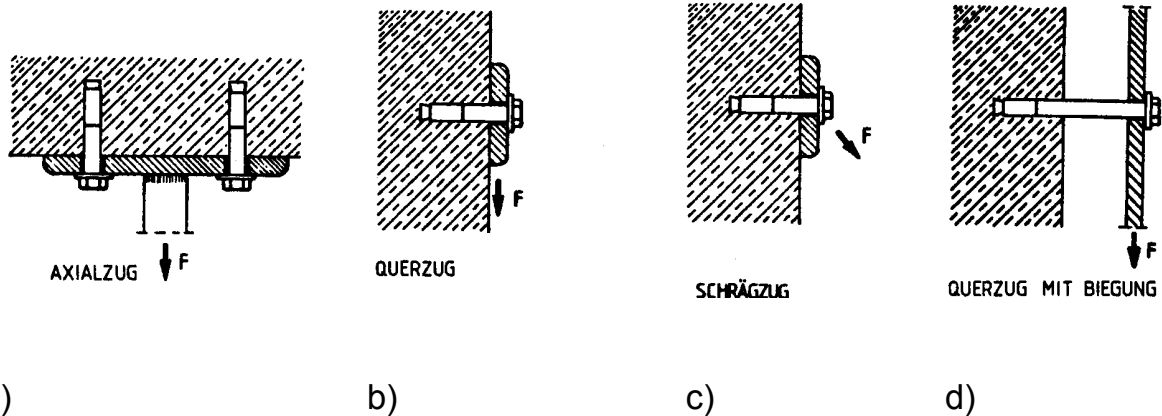


Bild 2.4: Beanspruchungsarten und -richtungen von Befestigungen (aus [44])

a) Axialzug: Unter dieser Belastungsart bildet sich normalerweise beim Bruch ein Ausbruchkegel, Bild 2.2.d

b) Querkzug: Für diesen Fall wird zur Lastrichtung abgewandten Seite ein einseitiger, „muschelförmiger“ Betonausbruch erzeugt, Bild 2.5. Dabei herrscht folgender Bruchmechanismus vor: es entsteht eine Betonpressung in Lastrichtung mit Beschädigung des oberflächennahen Betons. Des weiteren bewirkt die Belastung ein Moment, das eine Zugkraft im Bolzen erzeugt. Auf der lastabgewandten Seite wird die Betonzugspannung überschritten und es bildet sich der Ausbruch. Gegenüber dem axialen Zug tritt bei Querkzug öfter ein Versagen des Befestigungselements statt ein Betonversagen ein.

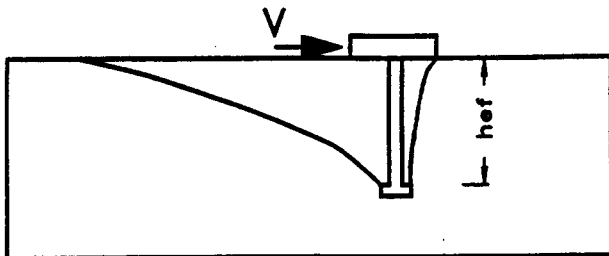


Bild 2.5: Einseitiger Betonausbruch einer randfern angeordneten Befestigung unter Querkzug (aus [44])

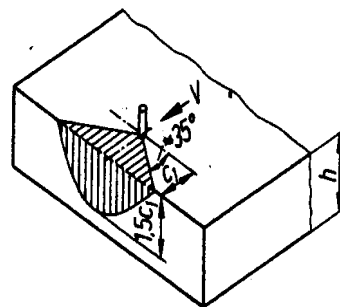


Bild 2.6: Randnaher Querkzug mit Geometrie des Ausbruchkörpers (aus [44])

Nachfolgend soll der Sonderfall einer randnahen, auf Querkraft in Randrichtung belasteten Einzelbefestigung erläutert werden, als vergleichender Fall zur randnahen Befestigung mit axialer Beanspruchung. Hierbei ist der wichtigste geometrische Parameter der Randabstand des Befestigungselementes (Bolzen). Für Normalbeton nimmt die Bruchlast dabei proportional mit dem Randabstand c_1 (Bild 2.6) über den Exponenten 1,5 zu, d.h. die Bruchlast steigt proportional mit $c_1^{1,5}$ an. Der Ausbruchkörper ist dabei im Grundriss mit seinen Bruchflächen an der Oberseite um ca. 35° gegen den Rand geneigt. Die Ausbruchtiefe beträgt dabei das ca. 1,5-fache vom Randabstand des Befestigungselementes.

Es besteht Analogie zur randnahen axialen Belastung bezüglich des Exponenten 1,5 für den Randabstand bei Querkraft zur Verankerungstiefe bei axialem Zug. Analogie gilt auch für den Winkel der Ausbruchkörper, die in beiden Fällen unter ca. 35° geneigt sind.

c) Schrägzug: Dabei entspricht das Tragverhalten einer Überlagerung von Axial- und Querkraft. Mit zunehmender Tendenz zum axialen Zug wird das Tragverhalten spröder.

Bei Schrägzug liegen für Gruppenverankerungen die bezogenen Bruchlasten niedriger, als bei Einzelverankerungen; d.h. die Erhöhung der Bruchlasten bei Mehrfachbefestigungen ist bei Schrägzug niedriger, als unter Axialzug.

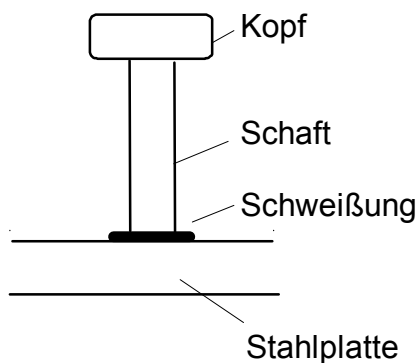
d) Querkraft mit Biegung: Diese Belastungsart tritt insbesondere bei sogenannten "Abstandsmontagen" auf, z. B. bei Fassadenbefestigungen.

2.3.3 Befestigungselemente

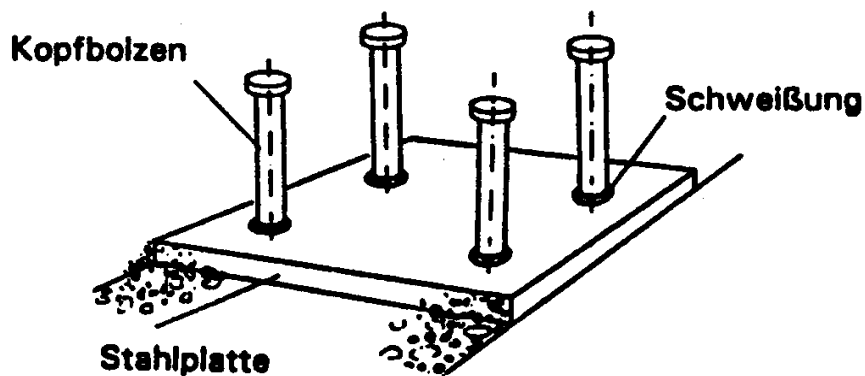
Das in dieser Arbeit untersuchte Ausbruchverhalten bei Porenbeton geht von einer kleinflächigen, formschlüssige Lasteinleitung aus. Diese wird z. B. durch kopfbolzenartige Befestigungen bewirkt. Nachfolgend werden neben der kopfbolzenartigen auch andere Befestigungssysteme bzw. -elemente erläutert.

Kopfbolzen

Ein Kopfbolzen besteht aus einem Schaft mit einem kopfförmigem Ende. Das Verhältnis von Kopfdurchmesser zu Schaftdurchmesser beträgt 1,5:1 bis 1,7:1. Übliche Schaftdurchmesser für Kopfbolzen sind 19 mm bis 22 mm, die zugehörigen Kopfdurchmesser dafür betragen 32 mm bis 35 mm. Bolzen mit kleineren Schaftdurchmessern (13 mm und 16 mm) werden als Betonanker bezeichnet. Die Enden der Bolzen werden mit Stahlplatten verschweißt (Bild 2.7), über die die Lastübertragung vorgenommen wird. Kopfbolzen werden auch als "kraftschlüssige" Befestigungselemente bezeichnet.



a) Einzelkopfbolzen



b) Mehrfachbefestigung

Bild 2.7.a,b: Kopfbolzen mit angeschweißter Stahlplatte

Bei der Verwendung von Kopfbolzen sind Mindestabstände untereinander von 50 mm bis 200 mm bei Normalbeton B25 vorgeschrieben. Die Bolzen können glatt oder gerippt sein, ihre Zugfestigkeit ist mit 450 N/mm^2 festgelegt. Diese und weitere Festlegungen enthält DIN 32500 [72].

Kopfbolzenverankerungen gelten als Befestigungssystem mit hoher Montagesicherheit. Bei der Bemessung von Kopfbolzenverankerungen ohne Rückhängebewehrung sind, je nach Verankerungsart, Teilsicherheitsbeiwerte für Befestigungen mit Kopfbolzen ohne Rückhängebewehrung von z.B. $\gamma_{MS} = 1,25$ für Stahlversagen bzw. $\gamma_{MC} = 1,80$ für Betonversagen bei Ausbruch festgelegt (aus [44], Kapitel 6.7.2). Aufgrund ihrer Geometrie (Bolzenkopfgröße) bringen Kopfbolzen gegenüber Dübeln eine ca. 15% höhere Bruchlast.

Dübelverbindungen

Bei Dübelverbindungen werden drei grundsätzliche Tragmechanismen unterschieden:

- a) Reibschluss durch Spreizung
- b) Formschluss aufgrund der Geometrie (Bolzenkopf oder Ankerplatte)
- c) Stoffschluss durch Verbund

zu a): Die Dübel werden über kraft- oder wegkontrollierte Spreizungen über einen Konus im Befestigungsgrund verankert. Auch werden Vorspannungen von Dübeln gegen ihren Verankerungsgrund vorgenommen. Das Anbauteil sitzt somit nicht locker; erst ab Erreichen einer äußeren Kraft in Höhe der Vorspannkraft steigt die Zugkraft der Dübelschraube proportional zur äußeren Zugkraft an.

zu b): Durch stark profilierte Außenkontur (gewindeförmiges Profil; Verzahnung) wird ein spreizdruckfreier Formschluss hergestellt. Die Ausbruchlast wird nicht dadurch beeinflusst, ob eine Spreizung oder eine formschlüssige Verzahnung Anwendung findet.

zu c): In weichen Baustoffen werden vorzugsweise Injektionsdübel verwendet. Eine injektionsfähige Mörtelmasse oder zweikomponentiger Reaktionsharzmörtel stellt dabei eine formschlüssige Verbindung zwischen Mörtelmasse und Bohrlochwandung her [44, 73].

Die Mindestdübelabstände bei Porenbeton zum Bauteilrand sollen, je nach Dübelart, das ca. 1,5 bis 2,5-fache der effektiven Dübellänge betragen.

Dübelverbindungen in Porenbeton sind normalerweise nur für Lasten bis zu ungefähr 1 kN geeignet. Für schwere Lasten werden Gewindebolzen empfohlen, die durch das Porenbetonmaterial gesteckt und auf der Gegenseite durch Ankerplatten gehalten werden [73].

Ankerschienen

Wand- und Deckenplatten aus Porenbeton werden oft an tragenden Stahlbetonkonstruktionen (Stützen, Balken) befestigt. Eine Verbindung der beiden Materialien untereinander wird z. B. über Ankerbleche bewirkt, die am Porenbeton angebracht sind. Über Hammerkopfschrauben werden diese an Ankerschienen im Stahlbetonbauteil befestigt. Bei Ankerschienen liegt ein Zusammenwirken von Schiene, ihrer Verankerung ("Hammerkopf") und dem Beton vor. Dabei können mehrere Versagensarten auftreten:

- a) Überschreiten der Biegezugfestigkeit bei der Schiene, bzw. Aufbiegen der Schienenschenkel
- b) Bruch der Verankerung (Schraube, Schlaufe)
- c) Bruch des Betons (Ausbruch oder Spalten)

Ankerschienen sind typische Befestigungselemente in Normalbeton. Zu ihrem Tragverhalten wurden experimentelle und numerische Untersuchungen von *Wohlfarth* [30] durchgeführt.

Setzbolzen

Setzbolzen eignen sich für kleine Lasten in Normalbeton und haben geringe Verankerungstiefen (ca. 20 mm). Sie werden in den Verankerungsgrund eingetrieben oder über vorher erstellte Bohrungen gesetzt. Die Halterung eingetriebener Setzbolzen geschieht über radialen Druck gegen den Beton. Infolge Versinterung des Betons beim Eintreiben wird Reibung (Aufrauung) zwischen Setzbolzen und Beton erzeugt. Die Betonausbrüche bei Setzbolzen sind i.d.R. flach und scherbenartig.

3 Experimente und Dokumentation

3.1 Zielstellung

Ziel der Versuche war die Ermittlung der Tragfähigkeit von Porenbetonplatten bei randnahen Lasteintragungen, wobei insbesondere die punktförmige Verankerung von Lasten in Decken- und Wandplatten interessierte. Diese wird praktisch z. B. infolge kopfbolzenähnlicher Befestigungen bewirkt.

Anstelle von den in der Praxis verwendeten Kopfbolzen oder Ankerplatten wurde die Lasteinleitung in den Versuchen durch den Druckkolben einer hydraulischen Presse über eine Lastplatte bzw. -zylinder verwirklicht, die zuvor in eine Bohrung eingefügt wurden. Die Lastübertragung erfolgte somit senkrecht zur Plattenebene durch Pressung einer Fläche, in der Verankerungstechnik auch als "Formschluss" bezeichnet. Versagensfälle wie ein Bruch oder das "Herausziehen" des Befestigungselementes aus dem Versuchskörper wurden durch den gewählten Versuchsaufbau ausgeschlossen.

Als Versuchskörper dienten unbewehrte, quaderförmige Platten mit für originale Wand- oder Deckenplatten zutreffenden Dicken. Sie waren im Eckbereich mit einer Bohrung versehen, deren Randabstand variierte und deren Tiefe die der halben Plattendicke betrug. Jede Platte war in ihrem Eck- bzw. Randbereich mit nur einer Bohrung versehen, was praktisch einer "Einzelbefestigung" entsprach. Beeinflussungen durch unmittelbar benachbarte Lasteintragungen, wie sie als "Gruppenverankerung" auftreten, sowie der in der Praxis vorkommende "Schrägzug" wurden im Rahmen dieses Vorhabens nicht erfasst.

Eine direkte Dokumentation der Versuchsergebnisse erfolgte durch die Erfassung der Bruchlasten und der Last- Verformungslinien, sowie anschließende Vermessung und fotografische Aufnahmen der Ausbruchkegel. Diese waren Grundrissaufnahmen, mit über die Viertel- Höhenschichten eingezeichneten Höhenlinien.

Die Ermittlung der Tragfähigkeit erfolgte in Abhängigkeit von zwei verschiedenen deklarierten Materialfestigkeitsklassen und zwei unterschiedlichen Loch- bzw. Lastplattendurchmessern. Ein weiterer Parameter war die Variation der Lage der Lasteinleitungsstellen im Grundriss.

Aus den Versuchsergebnissen wurden Gesetzmäßigkeiten für die Bruchlasten und Versagenserscheinungen in Abhängigkeit von den eben genannten Einflussparametern gewonnen. Durch die Wahl einer kontinuierlichen Laststeigerung bis zum Bruch (Kurzzeitversuche) sind die Ergebnisse in die Kategorie "vorwiegend ruhende Lasten" einzuordnen.

Alle Versuche wurden an den Versuchstechnischen Einrichtungen (VTE) der Bauhaus- Universität Weimar durchgeführt.

3.2 Festlegung der Versuchsparameter

3.2.1 Plattengeometrie

Alle Versuchskörper besaßen folgende Abmessungen: Länge $l = 1000 \text{ mm}$,
Breite $b = 625 \text{ mm}$,
Dicke $d = 300 \text{ mm}$.

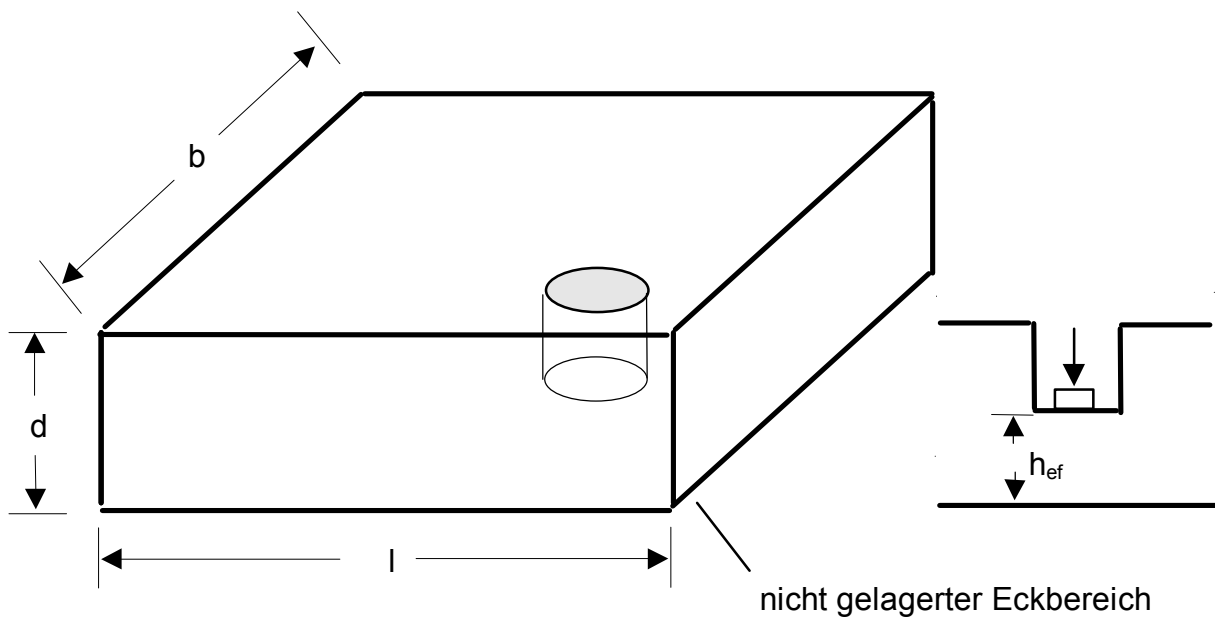


Bild 3.1a: Plattengeometrie

Bild 3.1b: Vertikalschnitt durch die Lochstelle

Die Tiefe der Bohrungen war einheitlich mit 150 mm festgelegt. Somit verblieben für den anzunehmenden Ausbruchkörper unter der Lasteinleitungsebene eine Höhe von ebenfalls 150 mm, als "effektive Dicke" h_{ef} . Aufgrund von Toleranzen beim Ausfräsen schwankte die verbleibende Plattendicke zwischen 148 mm und 165 mm. Solche „Streuungen“ sind praktisch unvermeidbar und werden über statistische Absicherung berücksichtigt. Die Abweichungen wurden auf den jeweiligen Last-Verformungskurven vermerkt.

3.2.2 Material- und Lochparameter

Veränderliche Parameter bei den Versuchen waren:

- Materialfestigkeit,
- Lochdurchmesser,
- Lochanordnung.

Für die Versuchskörper wurden die zwei deklarierten Materialfestigkeitsklassen GB 3,3 und GB 4,4 gewählt, die vorrangig für Wand- und Deckenplatten verwendet werden. Für jede Versuchsreihe lag ein aus jeweils drei gemessenen Proben gemittelter Würfeldruckfestigkeitswert vor, hier bezeichnet mit β_D .

Es wurden zwei verschiedene Lochdurchmesser festgelegt, die die Größe 100 mm und 70 mm besaßen. Die zugehörigen Lastplattendurchmesser waren 72 mm und 55 mm. Dadurch sollte eine Anpassung an evtl. Verkippungen, eine Vermeidung von Kantenreibung sowie bessere Justierbarkeit beim Einbau gewährleistet sein.

Durch Kombination der beiden deklarierten Materialfestigkeiten mit den zwei verschiedenen Lochdurchmessern ergaben sich somit vier Versuchsreihen.

Diese werden im folgenden bezeichnet als Versuchsreihe I, II, III und IV.

Versuchsreihe	Lochdurchmesser/ Lastplattendurchmesser	deklarierte Materialgüte	mittlere Würfel- druckfestigkeit β_D	mittlere Rohdichte
I	100 mm / 72 mm	GB 3,3	5,94 N/mm ²	0,557 kg/dm ³
II	70 mm / 55 mm	GB 3,3	4,45 N/mm ²	- -
III	100 mm / 72 mm	GB 4,4	6,53 N/mm ²	0,565 kg/dm ³
IV	70 mm / 55 mm	GB 4,4	6,61 N/mm ²	- -

Tabelle 3.1: Versuchsreihen I - IV mit Material - und Lochparameter

Die mittleren Rohdichten wurden für die Versuchsreihen I und III bei einer Lagerung unter einer Temperatur von 20°C und einer relativen Luftfeuchte von 65% ermittelt. Laut Zulassung betragen die maximalen Einzelwerte für die Rohdichte bis zu 0,60 kg/dm³ für GB 3,3 und bis zu 0,70 kg/dm³ bei GB 4,4.

3.2.3 Achsenfestlegungen

Die Lage der Bohrungen für die Lasteinleitung wurde in einem Raster von 50 mm x 50 mm variiert. Der größte Randabstand einer Lasteinleitungsstelle betrug 250 mm x 250 mm. Es ergaben sich insgesamt 15 verschiedene Lasteinleitungsstellen.

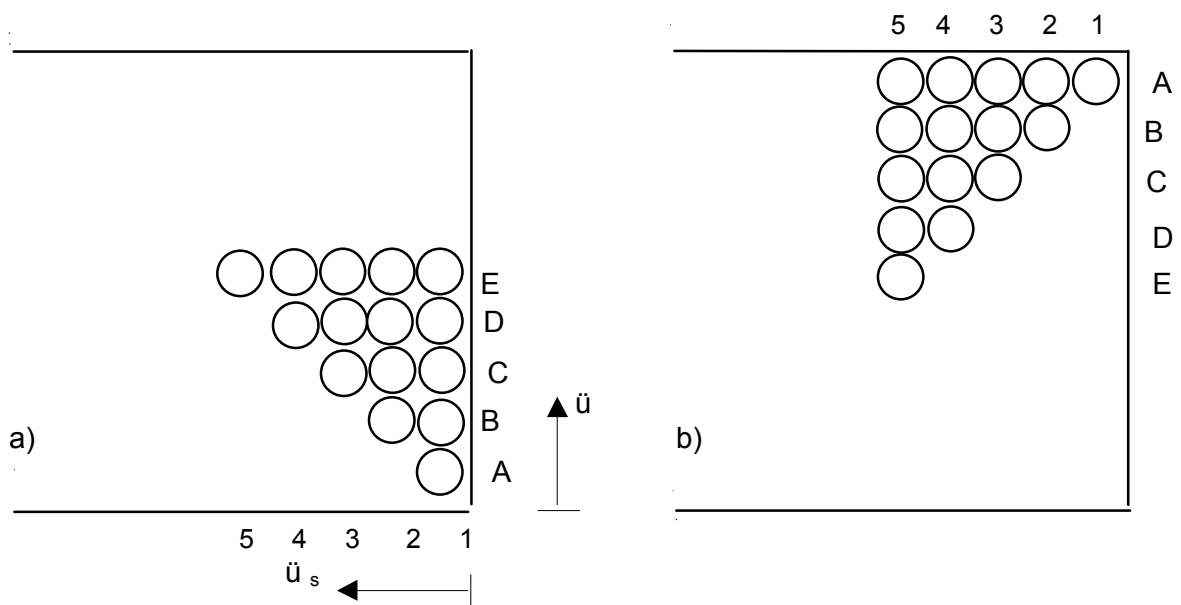


Bild 3.2: Schematischer Grundriss des nicht gelagerten Eckbereiches mit eingezeichneten Lochstellen und Achsenbezeichnung, nicht maßstäblich

a) Versuchsreihe I, II und III

b) Versuchsreihe IV

Die Lasteinleitungsstellen wurden unter Bezug auf die Längs- und Querseite durch folgende Achsenanordnungen festgelegt:

Längsseite (\ddot{U}_s) mit den Achsbezeichnungen 1, 2, 3, 4, 5

Querseite (\ddot{U}_b) mit den Achsbezeichnungen A, B, C, D, E.

Ausgangspunkt war der nicht gelagerte Eckbereich.

Hierbei unterschied sich Reihe IV gegenüber Reihe I - III darin, dass sich die Lochstellen zur Längs- statt zur Querseite hin scharten. Beide dieser Bereiche waren nicht gelagert.

3.2.4 Umfang und Bezeichnung der Versuche

Um eventuell fehlgeschlagene Versuche zu ersetzen oder "Ausreißer" zu erkennen, wurden für jede Parameterkombination zwei Versuche durchgeführt.

Zur kurzen und eindeutigen Bezeichnung eines jeden Versuches wurden folgende Festlegungen getroffen,

beispielhaft die Kurzbezeichnung II - 2/C – 2:

- II - Versuchsreihe,
- 2/C - Schnittpunkt der Achsen ($\ddot{u}_s = 100 \text{ mm}$, $\ddot{u}_b = 150 \text{ mm}$)
- 2 - (1. oder) 2. Ausführung des Versuches

Der Versuch IV - 5/E - 2 wurde nicht durchgeführt.

Somit ergaben sich aus 4 Versuchsreihen und 15 Lasteinleitungsstellen bei jeweils zweifacher Durchführung insgesamt 119 Einzelversuche.

3.3 Versuchsaufbau

3.3.1 Lagerung

Die Lagerbedingungen wurden so gewählt, dass sich ein ungestörter Ausbruchbereich ausbilden kann, d.h. möglichst ohne störende Einflüsse durch die Lagerung. Den Versuchen der 4 Serien waren 6 einzelne Vorversuche vorausgegangen, die Aufschluss über das Trag- und Verformungsverhalten, sowie über eine entsprechende Wahl der Lageranordnung geben sollten. Im Kapitel 3.6 werden die Vorversuche näher beschrieben.

Die größten Ausbruchkörper für die Serienversuche waren für die weit innenliegenden Lasteinleitungsstellen zu erwarten. Die Lasteinleitungsstelle im Schnittpunkt der Achsen 5/E besaß mit 250 x 250 mm den größten Abstand von der nicht gelagerten Ecke. Der Ausbruchkörper wurde mit einem Durchmesser von 500 ... 600 mm vorausgeschätzt (Ausbruchradius ca. 1,5 ... 2 x effektive Dicke bei Betonausbrüchen). Um einen ungestörten Ausbruch für alle Versuche zu garantieren, durfte in diesem Bereich keine Unterstützung erfolgen. Demnach wurde die gesamte vordere Querseite, sowie ein Längsseitenanteil auf eine Länge von 500 mm nicht unterstützt, Bild 3.3.

Da unter diesen Randbedingungen für den diagonal gegenüberliegenden Eckbereich abhebende Stützkräfte zu erwarten waren, musste dort gegen Abheben gesichert werden. Dies wurde mit aufgesetzten und rückverankerten U- Profilen in diesem Bereich bewirkt, Bilder 3.3, 3.5.

Die Auflagerbreiten wurden zunächst mit 20 mm festgelegt. Bei den Versuchsreihen III und IV ergaben sich als Folge hoher örtlicher Spannungskonzentrationen scherbenartige Lagerungsbrüche. Deswegen wurde die Auflagerbreite für diese Versuchsreihen auf 40 mm erhöht.

3.3.2 Anordnung der Wegaufnehmer

Um Aufschlüsse über das Verformungsverhalten der belasteten Versuchskörper zu erhalten, wurden für jeden Versuch an der Oberseite 6 induktive Wegaufnehmer angeordnet, Bild 3.3.

Vier Wegaufnehmer, 1 bis 4, spannten ein Quadrat von 300 mm x 300 mm im untersuchten Eckbereich auf. Direkt am Lochrand der Lasteinleitungsstelle und mit dieser variierend wurde der Wegaufnehmer 5 angebracht. Im hinteren Plattenbereich, bei dem abhebende Kräfte angenommen wurden, war der Wegaufnehmer 6 angebracht. Durch ihn sollte der Einfluss einer möglichen Versuchskörperverdrehung infolge des Belastungsvorganges erfasst werden.

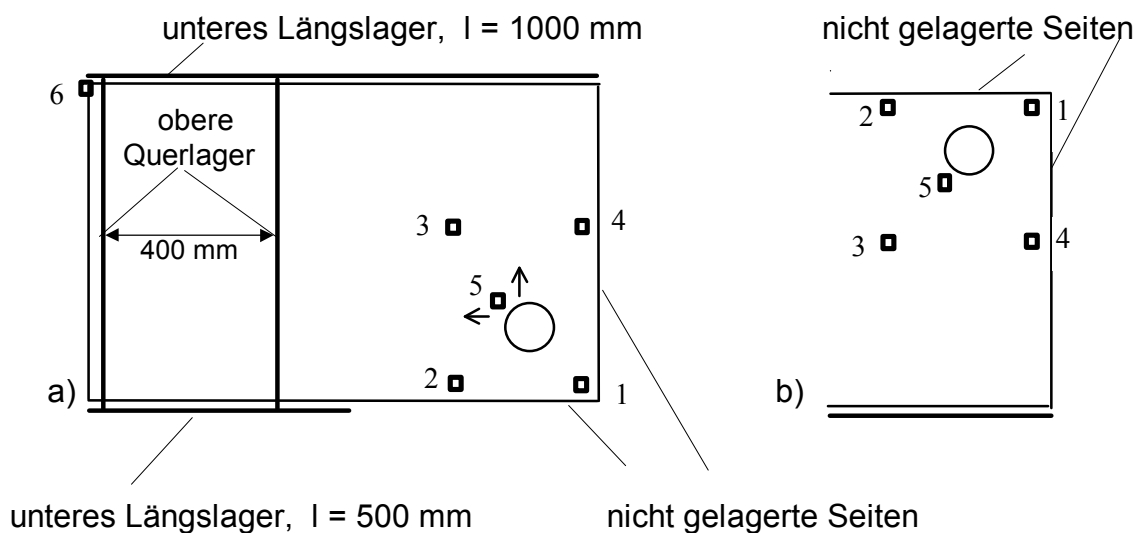


Bild 3.3: Plattengrundriss mit Lagerlinien und Wegaufnehmer

a) Anordnung für die Versuchsreihen I, II und III; b) Versuchsreihe IV (teilweise)

3.3.3 Lasteinleitung

Die Lasteinleitung erfolgte über eine hydraulische Presse mit einer maximalen Pressenkraft von 400 kN. Damit die Kraft ideal senkrecht und ohne Verkantung des Druckkolbens in die Versuchskörper eingeleitet werden konnte, wurde eine fixierte Kugel und ein Stahlzylinder über die Lasteinleitungsplatte aufgesetzt, Bild 3.4.

Es wurden zwei verschiedene Lastplattendurchmesser verwendet, nach Tabelle 3.1 in Kapitel 3.2.2. Die Belastung erfolgte lastgesteuert bis zum Bruch bei einer kontinuierlichen Laststeigerung von 0,1 kN / sec.

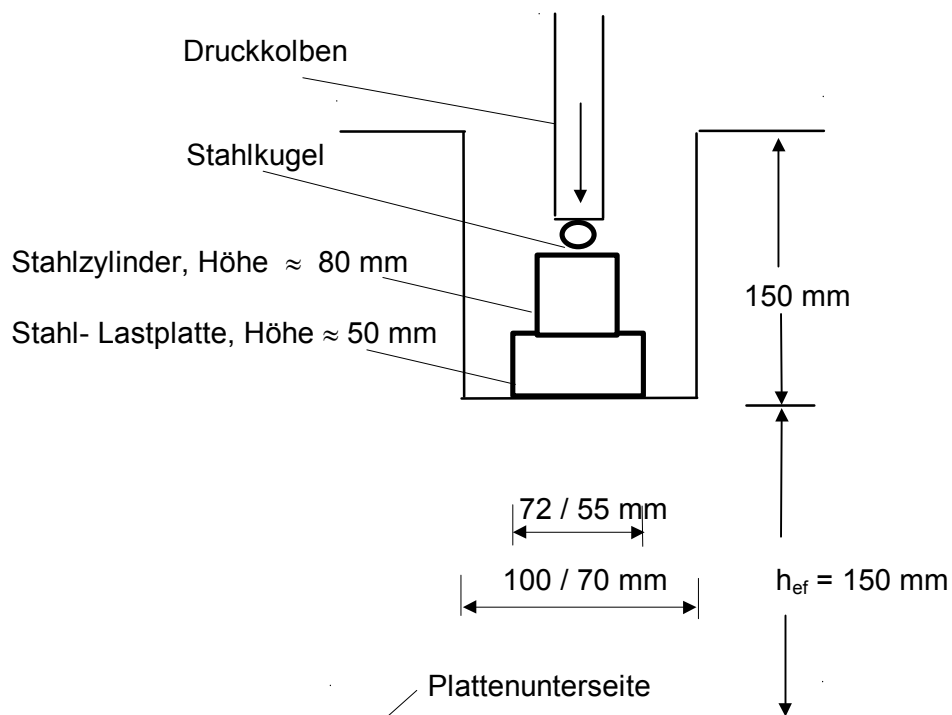


Bild 3.4: Vertikalschnitt durch den Lochbereich

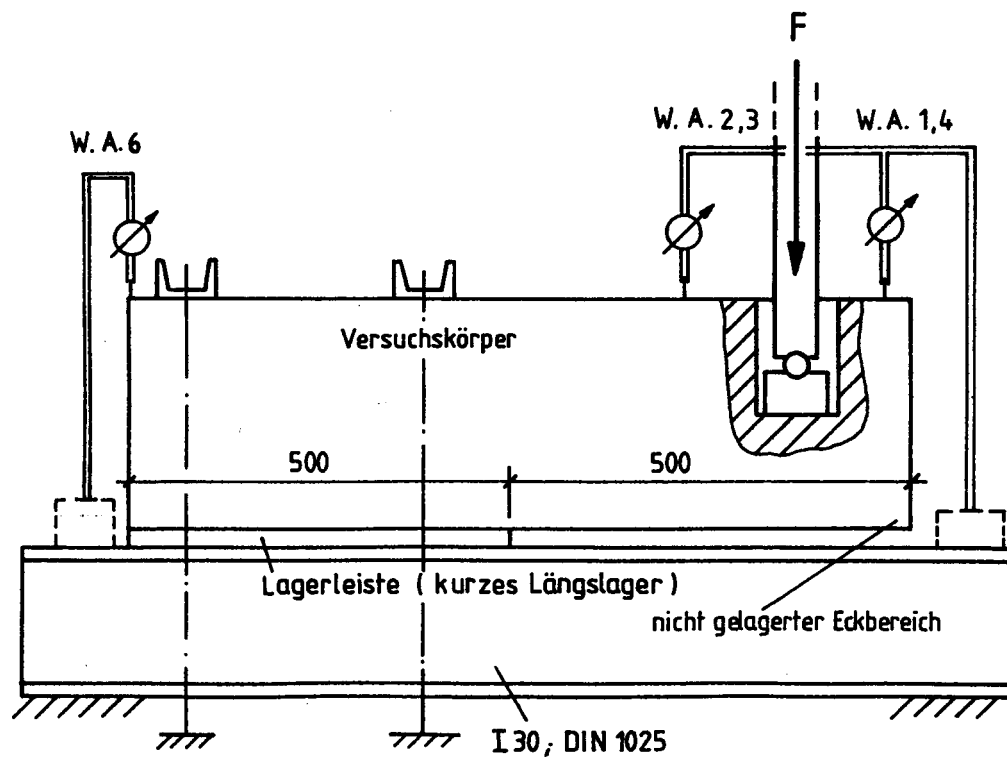


Bild 3.5.a: Versuchsaufbau - Seitenansicht

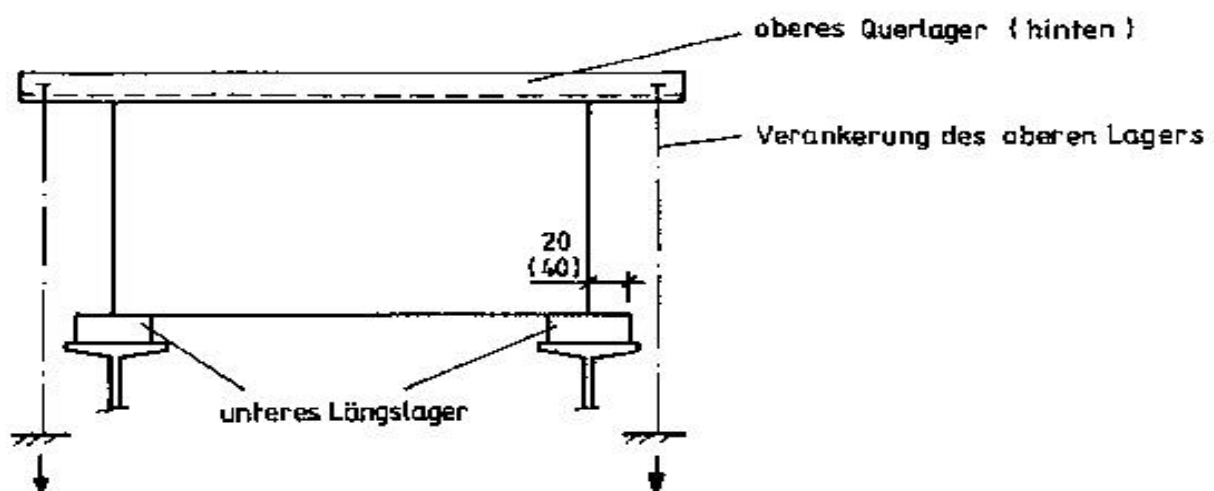


Bild 3.5.b: Versuchsaufbau - Ansicht der Stirn (Quer)- Seite

3.4 Ergebnisse

Die Versuche brachten Ergebnisse zur qualitativen Beurteilung des Tragverhaltens und des Versagensmechanismus sowie zur Abschätzung der Tragfähigkeit von Porenbetonplatten bei randnaher Lasteinleitung ein. Aus praktischer Sicht waren dabei aus Sicherheitsgründen insbesondere die Bruchlasten von Interesse. Wesentliche Aussagen lassen sich ableiten aus:

- Bruchlasten und
- Versagenserscheinungen.

Die festgestellten Ausbruchformen und Versagenserscheinungen lassen Rückschlüsse auf die Bruchursachen zu. Nachfolgend werden die Versagenserscheinungen und die ermittelten Bruchlasten interpretiert.

3.4.1 Versagenserscheinungen

Grundsätzlich stellten sich drei unterschiedliche Versagenserscheinungen ein:

a) Versagen mit Ausbildung eines Ausbruchkegels (Durchstanzen)

Dabei bildeten sich unter der Lasteinleitungsebene beginnend kegelstumpfförmige Ausbruchkörper, nachfolgend als Ausbruchkegel bezeichnet, deren Grundflächen näherungsweise einen Teilkreis beschrieben. Diese Versagenserscheinung kam am häufigsten vor (68%).

b) kombiniertes Versagen von Ausbruchkegel und Biegezugbruch

Dabei waren die Ausbruchkegel durch einen Biegezugbruch zusätzlich vertikal geteilt. Diese Versagenserscheinung trat bei $\frac{1}{4}$ aller Versuche auf, dabei zumeist bei den weiter innen liegenden Lasteinleitungsstellen.

c) Versagen infolge globalen Biegezugbruchs

Diese Brüche traten über die gesamte Platte auf. Dabei handelte es sich um einen Bruch des vorderen, nicht gelagerten Plattenbereiches, oder ein über die Grundfläche diagonal verlaufender Bruch der gesamten Platte. Die Versagenserscheinungen nach c) kamen seltener vor (8%).

In Bild 3.6 sind verschiedene Versagenserscheinungen der Brüche in Grundriss-skizzen dargestellt. Sie werden nachfolgend unter Kapitel 3.4.1. 1-3 beschrieben.

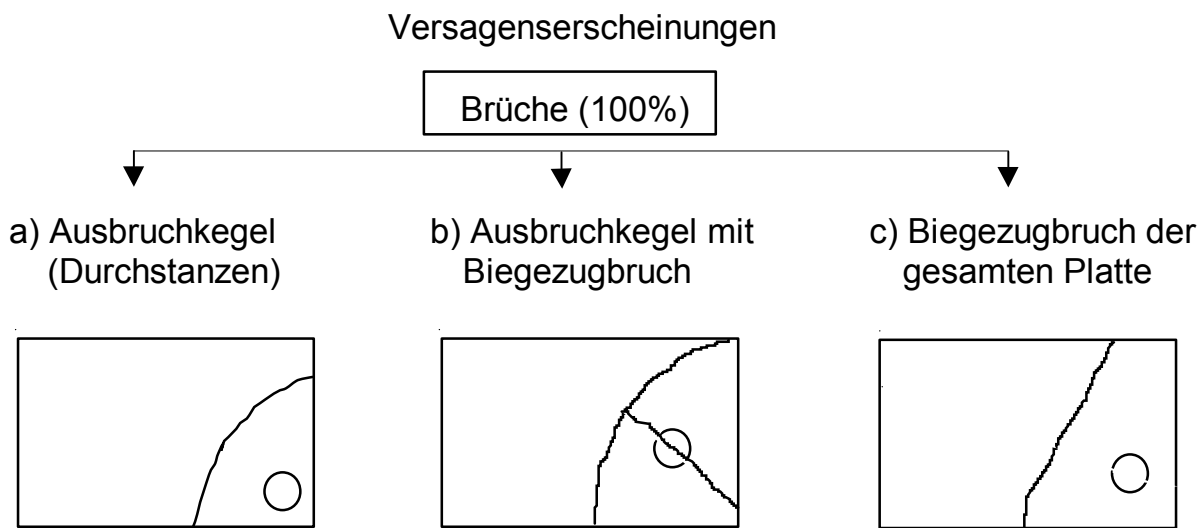


Bild 3.6: Grundrisse der Versuchskörper mit Bruchlinien an der Plattenunterseite

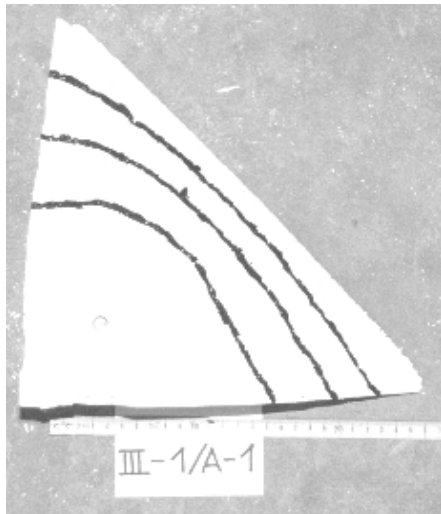
Ein zusätzlicher Effekt der lokalen Eindrückung unter der Lastplatte vor dem Kegelausbruch wird in Kapitel 3.4.4 beschrieben.

In drei Fällen versagte vorzeitig der Auflagerbereich. Hierbei waren scherbenartige Absplitterungen in dieser Zone eingetreten. In diesen Fällen wurde nach einer Vergrößerung der Auflagerbreite der Versuch wiederholt und bis zum Ausbruch durchgeführt.

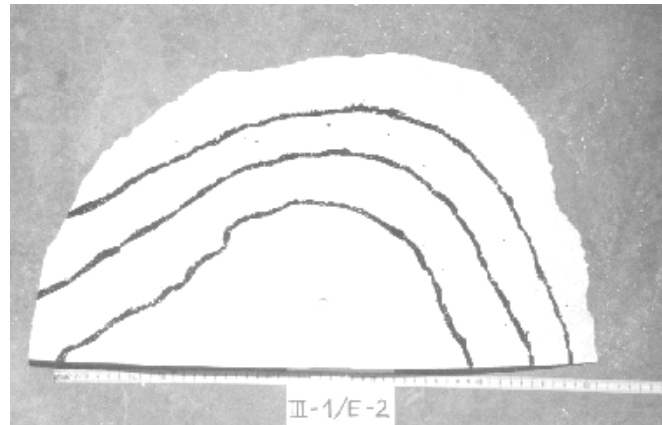
3.4.1.1 Versagen mit Ausbildung eines Ausbruchkegels infolge Durchstanzen

Reines Durchstanzen trat zumeist bei den Lasteinleitungsstellen mit Randabständen ≤ 150 mm auf, d.h. vorwiegend im randnahen Bereich. Dabei ergaben sich kegelförmige Ausbruchkörper, deren Grundflächen im ungestörten, d.h. im nicht gelagerten Eckbereich lagen. Für die ecknaheste Lasteinleitungsstelle 1/A ergab sich ein Ausbruch mit dreieckförmigem Grundriss. Bei den Ausbruchkegeln im ecknahen Bereich waren die Bruchoberflächen relativ glatt und steil geneigt. Der Winkel von 45° der Bruchoberfläche lässt auf reines Durchstanzen ("Schubbruch") schließen.

Bei den Ausbruchkörpern mit Rand- bzw. Eckabständen von 100 mm bis 150 mm stellten sich ebenfalls nahezu glatte Bruchoberflächen ein. Deren Neigungen variierten zwischen 30° und 35° und bestätigten somit noch die Dominanz eines "Schubbruches". Die kegelförmigen Ausbrüche beschrieben zumeist eine viertel- bis halbkreisförmige Grundfläche.



a)



b)

Bild 3.7: Fotografische Grundrissaufnahmen von randnahen Kegelausbrüchen mit Höhenlinien

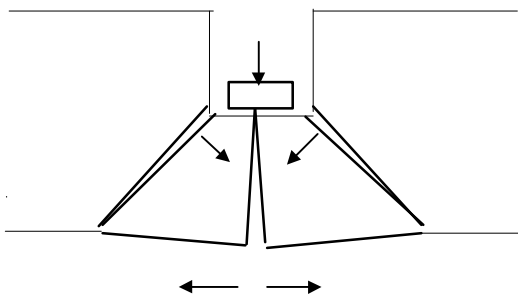
a) Lasteinleitungsstelle 1/A

b) Lasteinleitungsstelle 1/E

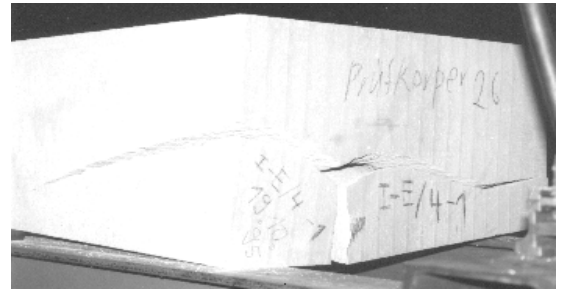
3.4.1.2 Kombiniertes Versagen von Ausbruchkegel (Durchstanzen) und Biegezugbruch

Bei Abständen der Lasteinleitungsstellen ab 150 mm vom Rand stellte sich bei allen 4 Versuchsreihen ein zusätzlicher Effekt ein: ein Großteil der Ausbruchkegel wurde zusätzlich vertikal getrennt, Bild 3.8 a-c. Es handelte sich dabei um Biegezugbrüche der Kegel, mit einem Bruchflächenverlauf im Winkel von etwa 65 Grad im Grundriss gegen die Querseite gerichtet, Bild 3.6b. Die vertikalen Bruchflächen verliefen dabei immer durch die Mitte der Lasteinleitungsstelle. Gleichzeitig standen sie nahezu senkrecht zur Verbindungslinie der Endpunkte der beiden Längslager. Ihr Verlauf im Grundriss war somit durch die Längslagerung bedingt. Es ist davon auszugehen, dass die vom Porenbeton aufnehmbaren Zugspannungen an der Plattenunterseite unter dem Lasteinleitungsbereich überschritten wurden und sich der Biegezugbruch kombiniert mit dem Ausbruchkegel bildete. Es war meistens eine Ausrundung bzw. Einkerbung entlang der Bruchoberkante des Biegezugrisses vorhanden, Bild 3.8b, sowie in wenigen Fällen (bei ca.4) auch eine Höhendifferenz der oberen Kanten der beiden Kegelhälften.

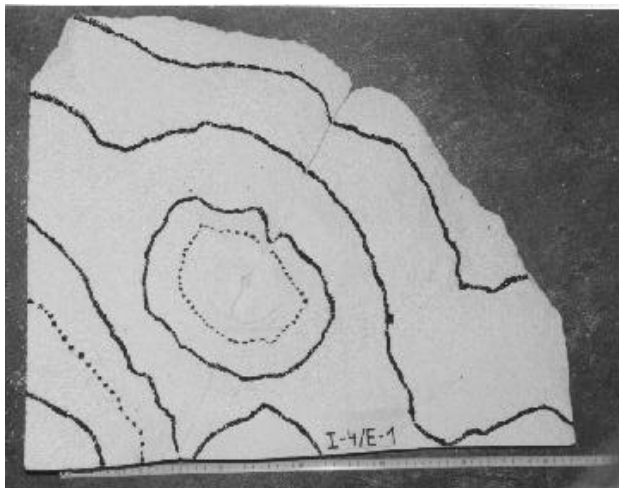
Es kam hier zu einer Überlagerung von Biege- und Durchstanzversagen.



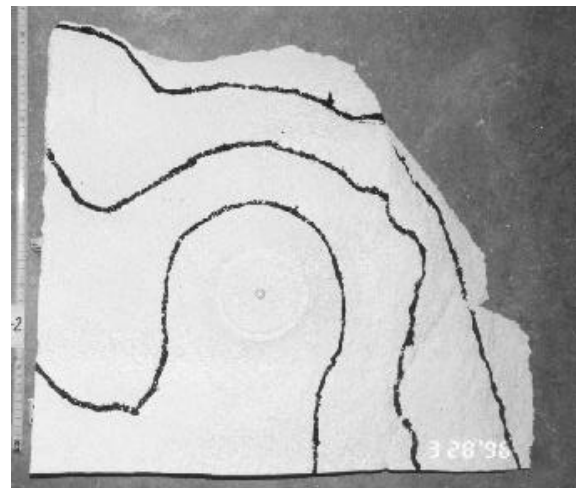
a)



b)



c)



d)

Bild 3.8: Biegezugbruch mit Ausbruchkegel für Lasteinleitungsstelle 4/E:

- a) Prinzipskizze der Bruchgeometrie (Vertikalschnitt)
- b) fotografische Aufnahme des nicht gelagerten Eckbereiches des kompletten Versuchskörpers
- c) fotografische Aufnahme des Grundrisses eines kombinierten Bruches (mit Höhenlinien)
- c) vollständiger Ausbruchkegel ohne Biegezugbruch (mit Höhenlinien)

Bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen mit Abständen ab 200 mm vom nicht gelagerten Rand traten mit 15° bis 25° die geringsten Neigungen der Bruchoberflächen auf.

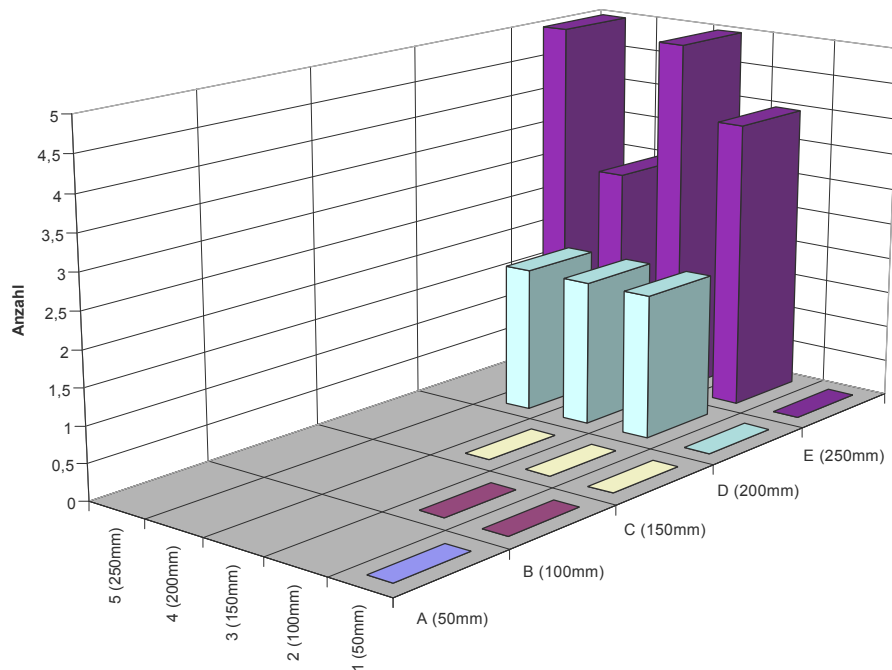


Bild 3.9: Häufigkeitsverteilung der kombinierten Brüche (Ausbruchkegel mit Biegezugbruch)

3.4.1.3 Globaler Biegezugbruch

Bei ca. 8% der Fälle trat ein globales Versagen der gesamten Platte auf. Diese wurde dabei als Ganze geteilt. Dabei konnten zwei verschiedene Brucherscheinungen festgestellt werden:

1. ein im Grundriss schräg verlaufender Bruch, über den nicht gelagerten Eckbereich zu den Enden der Linienlager hin, mit Biegezugversagen an der Plattenoberseite. Dies trat bei Randabständen der Lasteinleitung von bis zu ca. 200 mm ein (z.B. Lasteinleitungsstellen 3/C, 2 /E).
2. ein im Grundriss diagonal verlaufender Bruch infolge Biegezugversagen an der Plattenunterseite. Diese Brucherscheinung trat bei Randabständen der Lasteinleitungsstellen von über 200 mm (Stelle 5 / D) auf; Grundrissdarstellung in Bild 3.6.c.

Die Bruchflächen verliefen dabei steil bis vertikal gegen die Grundfläche.

3.4.2 Bruchlasten

Die Bruchlasten wurden maßgeblich bestimmt durch

- die Lage der Lasteinleitungsstelle und
- die Materialfestigkeit.

Bei allen 4 Versuchsreihen nahmen die Bruchlasten mit zunehmendem Abstand der Lasteinleitungsstelle von der nicht gelagerten Ecke hin zu, Bild 3.10. Ab einem Randabstand der Lasteinleitungsstelle von ca. 150 mm war kein merkliches Anwachsen der Bruchlasten mehr erkennbar, obwohl die Oberflächen der Bruchkegel weiterhin zunahmen. Das galt gleichermaßen für die Fälle bei Ausbildung eines reinen Ausbruchkegels (Durchstanzen), als auch für das kombinierte Versagen von Ausbruchkegel mit Biegezugbruch. Die dabei festgestellten maximalen Bruchlasten von 20 kN (Versuchsreihe I, GB 3,3) bis 23 kN (Versuchsreihe III und IV, GB 4,4) erreichten somit fast die Bruchlasten aus den mittigen Vorversuchen, die bei ca. 23 kN und 24 kN lagen (beide GB 4,4; siehe Kapitel 3.6 "Vorversuche").

Somit können die Abstände ab 150 mm -das entspricht einem Randabstand der Lasteinleitung in Höhe der effektiven Plattendicke h_{ef} - als "randfern" bezeichnet werden. Der nicht gelagerte Rand besaß ab diesem Abstand keinen merklich schwächenden Einfluss mehr. Im Balkendiagramm, Bild 3.10, sind die Bruchlasten für alle Lasteinleitungsstellen einer Versuchsreihe dargestellt.

Innerhalb einer jeden Versuchsreihe lagen die Bruchlasten für die Lasteinleitungsstellen ab 150 mm Randabstand, auch für alle drei Versagenserscheinungen, gleichermaßen dicht beieinander.

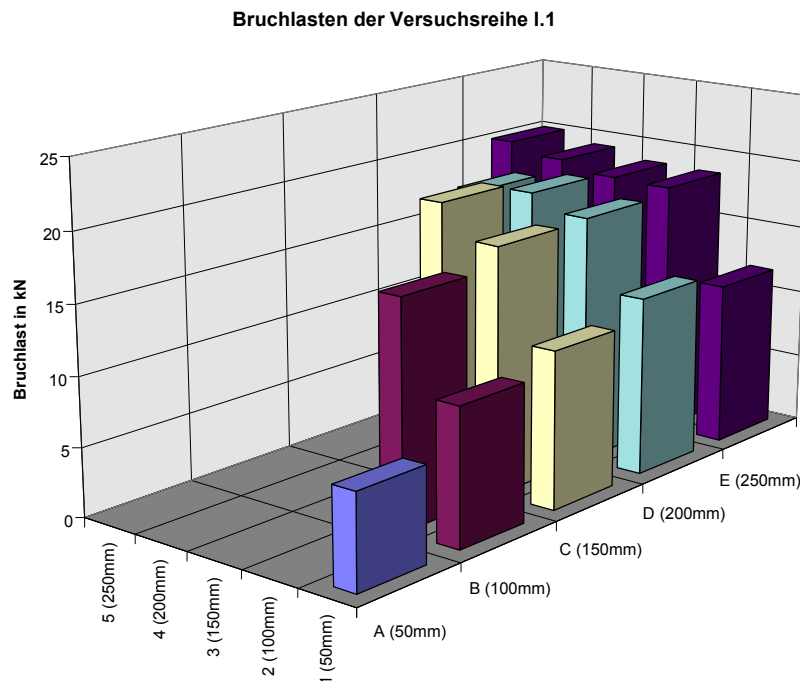


Bild 3.10: Bruchlasten der Versuchsreihe I.1

Nachfolgend werden für die mit Durchstanzen kombinierten Biegezugbrüche aller vier Versuchsreihen die Bruchlasten den Würfeldruckfestigkeiten gegenübergestellt und die Quotienten gebildet. Dabei ist eindeutig zu erkennen, dass die Bruchlasten maßgeblich von den Festigkeitswerten abhängen und in einem direkten Verhältnis zu diesen stehen. Dies gilt für alle Versagenserscheinungen.

Es ist festzuhalten, dass der Bruch dann eintritt, wenn die Zugfestigkeit des Porenbetons erreicht wird. Aus den gut übereinstimmenden Quotienten N_U / β_D (Bruchlast / Würfeldruckfestigkeit) unter den Versuchsreihen geht somit hervor, dass ein bestimmtes Verhältnis zwischen der Druck- und der Zugfestigkeit besteht. Bei Normalbeton wird dieses bei Umrechnungen von Druck- auf Zugfestigkeit mit dem Exponenten $2/3$ über der Druckfestigkeit am besten approximiert. Die Quotienten in der Tabelle 3.2 beruhen auf einem linearen, sowie auf einem exponentiellen Einfluss der Druckfestigkeit auf die Bruchlasten und somit auf die Zugfestigkeit. Sie unterscheiden sich beim linearen Fall untereinander um maximal 11 %. Der Variationskoeffizient betrug dabei 5%. Die weitere Betrachtung, bei der die 4 Quotienten über die Druckfestigkeit mit dem Exponenten $2/3$ ermittelt wurden, also über $N_U / \beta_D^{2/3}$, ergab einen maximalen Unterschied unter den 4 Quotienten von 7 % bei einem Variationskoeffizienten von 3,5% und somit eine bessere Approximation. In Kapitel 5 wird das Verhältnis von Druck- zu Zugfestigkeit eingehender behandelt, sodass an dieser Stelle auf diese Problematik nicht mehr näher eingegangen wird.

Versuchsreihe	Biegezugbrüche	Unter/Obergrenze der Bruchlast [kN]	Mittelwert N_U [kN]	Würfeldruckfestigkeit β_D [N/m ²]	Quotient	
					N_U / β_D	$N_U / \beta_D^{2/3}$
I	6	18,58 / 20,07	19,07	5,94	3,21	5,81
II	9	14,86 / 16,27	15,63	4,45	3,51	5,78
III	8	18,18 / 22,87	20,30	6,52	3,11	5,82
IV	5	20,03 / 22,70	21,92	6,61	3,32	6,22
(Anzahl)						
maximale Abweichung:					11%	7%
Variationskoeffizient v:					5%	3,5%

Tabelle 3.2 : Verhältnisse der Bruchlasten zu den Würfeldruckfestigkeiten für die mit Durchstanzen kombinierten Biegezugbrüche

3.4.3 Bruchoberflächen

Anhand von durchgeführten Aufmaßen wurden für alle Ausbruchkegel näherungsweise ihre Mantelflächen als *Bruchoberflächen* A_0 bestimmt. Dabei ergab sich eine gleichmäßige Zunahme der Bruchoberflächen mit zunehmenden Rand-

abständen. In einer räumlichen Grafikdarstellung (Balkendiagramm, Bild 3.11) ist diese Tendenz gut festzustellen.

Die Größenordnung der Bruchoberflächen bewegte sich zwischen ca. 650 cm² (Eckkegel, Achse 1/A), gleichmäßig mit dem Randabstand anwachsend, bis auf ca. 3400 cm² (weitest innenliegende Lasteinleitungsstelle, Achse 5/E).

Um zunächst einen Vergleich der Bruchoberflächen für die 4 Versuchsreihen untereinander zu erhalten, wurde die *durchschnittliche Bruchoberfläche* \underline{A}_0 für jede Versuchsreihe bestimmt.

Es wurde festgestellt, dass die Ausbruchkegel der Versuchsserien höherer Materialfestigkeit eine geringere Bruchoberfläche als die mit niedrigeren Materialfestigkeiten aufzeigten, d. h. es ist ein umgekehrt proportionales Verhältnis von β_D/\underline{A}_0 vorhanden. Eine niedrigere durchschnittliche Bruchoberfläche \underline{A}_0 bewirkte eine steilere Neigung derselben, d.h. mit zunehmender Materialfestigkeit wurden die Bruchwinkel größer.

Für die Fälle, bei denen keine Kegelausbrüche zu verzeichnen waren, konnten auch keine Mantelflächen A_0 bestimmt werden. Dies war zutreffend für die Brüche der gesamten Platte, Kapitel 3.4.1.3. Da diese bei den jeweiligen Versuchsreihen an unterschiedlichen Stellen auftraten, konnte somit auch keine zahlenmäßig exakte Gegenüberstellung zwischen Materialfestigkeit und Bruchoberflächen zwischen den einzelnen Versuchsreihen erhalten werden, jedoch lässt nachfolgende Auswertung eine qualitative Tendenz gut erkennen.

Durch Bildung von Produkten über $\underline{A}_0 \cdot \beta_D$ und der Bildung eines Mittelwertes aus diesen Produkten für jede Versuchsreihe wurde eine Gegenüberstellung für den Zusammenhang zwischen Bruchoberfläche und Materialfestigkeit (Würfeldruckfestigkeit) durchgeführt. In einer zweiten Gegenüberstellung wurde die Materialfestigkeit mit dem Exponenten 2/3 ausgedrückt, d. h. $\underline{A}_0 \cdot \beta_D^{2/3}$. Für beide Fälle wurde umgekehrte Proportionalität zwischen Bruchoberfläche und Materialfestigkeit festgestellt, wobei unter den vier Versuchsreihen kein wesentlicher Unterschied bestand.

Für den Fall der linearen Berücksichtigung von β_D ergab sich für die Produkte $\underline{A}_0 \cdot \beta_D$ unter den vier Versuchsreihen eine maximale Abweichung von 25 % bzw. ein Variationskoeffizient von $v = 13 \%$.

Unter Annahme des Exponenten 2/3 über der Materialfestigkeit, d.h.

$\underline{A}_0 \cdot \beta_D^{2/3}$, ergab sich eine maximale Abweichung unter den vier Produkten von 17 % bzw. $v = 8 \%$, d.h. bessere Übereinstimmung.

Es kann somit festgehalten werden, dass die Zugfestigkeit für die Größe der Bruchflächen bzw. ihrer Neigungen einen maßgebenden Einfluss hat.

Versuchsreihe	Durchschnittliche Bruchoberfläche \underline{A}_0 [cm ²]	Würfeldruckfestigkeit β_D [N/mm ²]	$\underline{A}_0 \cdot \beta_D$	$\underline{A}_0 \cdot \beta_D^{2/3}$
I (GB 3,3)	1818	5,94	10800	5963
II (GB 3,3)	1830	4,45	8143	4951
III (GB 4,4)	1660	6,52	10823	5794
IV (GB 4,4)	1617	6,61	10688	5696

maximale Abweichung: 25 % 17 %

Variationskoeffizient v: 13 % 8 %

Tabelle 3.3: Durchschnittliche Bruchoberflächen \underline{A}_0 mit den Produkten aus den Würfeldruckfestigkeiten

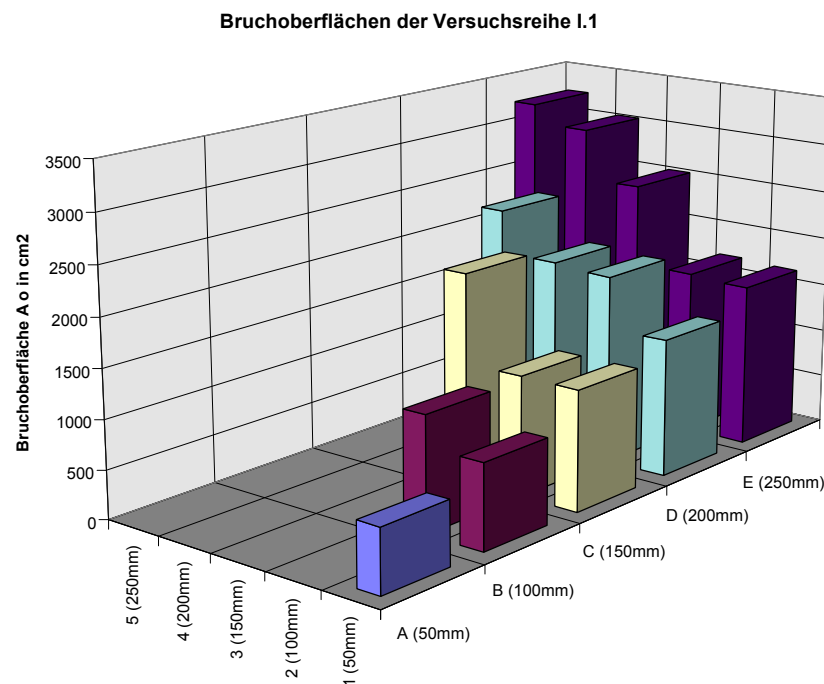


Bild 3.11: Bruchoberflächen für Versuchsreihe I.1

3.4.4 Verhältnis von Bruchlast zur Bruchoberfläche

Es wurden Vergleiche für die Verhältnisse von Bruchlasten N_U der einzelnen Lasteinleitungsstellen mit den zugehörigen Bruchoberflächen A_0 geführt. Als Ver-

haltniswert ausgedrückt mit N_U [N] / A_0 [mm²] wurden diese auch als “gemittelte Bruchspannungen” bezeichnet. Dabei ergaben sich tendenziell größere Verhältniswerte bei den außenliegenden Lasteinleitungsstellen gegenüber den weiter innenliegenden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen keine Bruchlastzunahme mehr zu erkennen war, die Bruchoberflächen dabei aber größer wurden. Für die weitest innenliegende Lasteinleitungsstelle ergab sich für N_U / A_0 ein minimaler Wert in Höhe von 0,062 N/mm² (aus 20030 N Bruchlast / 324000 mm² Bruchoberfläche). Die größten Verhältniswerte traten im Bereich mit Randabständen der Lasteinleitungsstellen von etwa 100 mm auf (Stelle 2/B mit 0,14 N/mm² und 2/C mit 0,145 N/mm²). Die “gemittelten Bruchspannungen” für weit innenliegende Lasteinleitungsstellen lagen somit bei nur etwa 50% der weiter außenliegenden.

Ein Vergleich der “gemittelten Bruchspannungen” mit einer näherungsweise zugrundegelegten Zugfestigkeit von ca. 0,40 .. 0,50 N/mm² (die Zugfestigkeit von Porenbeton kann näherungsweise mit ca. 1/10 seiner Druckfestigkeit als ungefähre Größenordnung angenommen werden, s. Kapitel 5) ergab, dass die maximal erreichten Werte der “gemittelten Bruchspannungen” davon nur etwa 30% davon betragen. Dies lässt auf eine ungleichmäßige Spannungsverteilung über die Bruchoberfläche schließen.

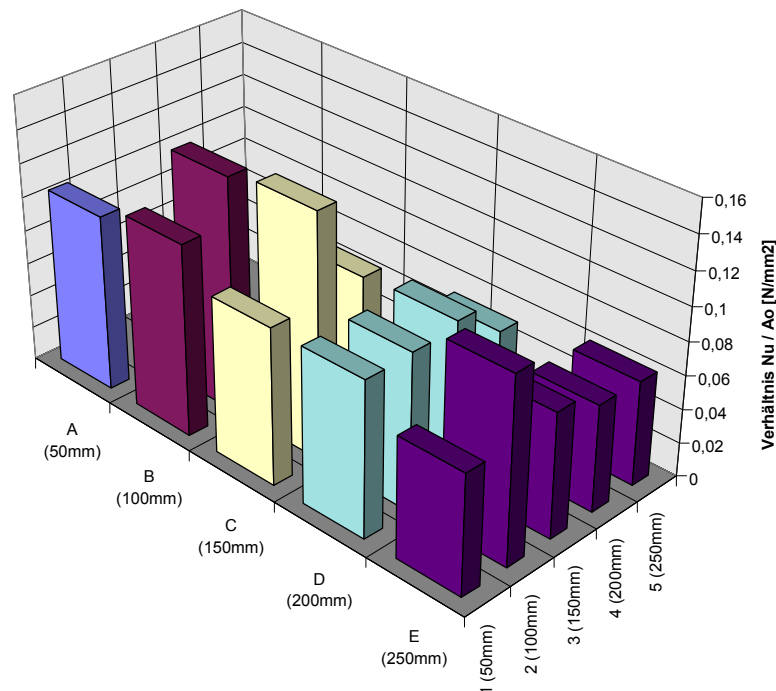


Bild 3.12: Verhältnisse von Bruchlasten N_U zu den Bruchoberflächen A_0 bei Versuchsreihe I.1

3.4.5 Lokales Versagen des Porenbetons unter der Lastplatte

Ein weiterer Parameter bei den Versuchen war die Variation von zwei verschiedenen Loch- bzw. Lastplattendurchmessern. Dabei unterschieden sich die Versuchsreihen II und IV gegenüber I und III durch kleinere Durchmesser, Kapitel 3.2.2, Tabelle 3.1.

Bei der Versuchsdurchführung stellte sich bei den Versuchsreihen II und IV ein besonderer Effekt ein: ab einer bestimmten Belastung wurde die Lastplatte in das Porenbetonmaterial hineingedrückt. Es ist anzunehmen, dass ab dieser Belastung unter der Lastplatte die Druckfestigkeit des Porenbetons erreicht wurde. Der Beginn der Eindrückung fand bei Spannungen statt, die i. M. ca. 10 % unter den Würfeldruckfestigkeiten lagen. Die Eindrückung folgte kontinuierlich der weiter ansteigenden Belastung, bis auch hier der kegelförmige Ausbruch erreicht wurde. Dieser ging, wie bei den Versuchsreihen I und III, ebenfalls von der *Lochkante* aus. Unmittelbar vor dem Kegelausbruch wurden bei den Versuchsreihen II und IV maximale Spannungen unter der Lastplatte erreicht, die rechnerisch ca. 50% über den Würfeldruckfestigkeiten β_D lagen. Diese wurden infolge einer lokalen Verfestigung des Porenbetons unter der Lastplatte ertragen. In diesem Bereich war das zellwandige Porenbetongefüge zerstört, und es verblieb ein verdichteter Bereich bis in ca. 40 mm Tiefe unter der Lastplattenunterkante. Die Eindringtiefe der Lastplatte betrug, je nach Höhe der Bruchlast, 8 mm bis 21 mm. In Bild 3.13 ist der Zustand der Eindrückung dargestellt.

Bei den Versuchsreihen I und III lagen aufgrund der größeren Lastplattendurchmesser unter den maximalen Bruchlasten die Spannungen noch ca. 15% (Serie I) bzw. ca. 20% (Serie III) unter den Würfeldruckfestigkeiten β_D . Bei diesen Versuchsreihen keine lokalen Eindrückungen bewirkt.

In Tabelle 3.4 sind die minimalen und maximalen Lasten N_0 bei Beginn des lokalen Versagens sowie die Bruchlasten N_U mit den zugehörigen Druckspannungen unter der Lastplatte angegeben.

Bild 3.13 zeigt einen Schnitt durch den Lasteinleitungsbereich nach der lokalen Eindrückung.

In Bild 3.14 ist als Balkendiagramm der Lastbeginn für lokale Eindrückungen dargestellt.

Versuchsreihe	Lastplattenfläche A_{Pl} [mm ²]	Last bei Beginn der Eindrückung min .. max N_0 [N]	Spannung N_0/A_{Pl} [N/mm ²]	maximale Bruchlast max N_U [N]	Spannung max N_U/A_{Pl} [N/mm ²]
I	4072	--	--	20060	4,9
II	2376	8800 .. 10000	3,7 .. 4,2	16270	6,8
III	4072	--	--	23190	5,7
IV	2376	13500 .. 15500	5,7 .. 6,5	22850	9,6

Tabelle 3.4 : Lasten bei Beginn der lokalen Eindrückungen und maximale Bruchlasten mit zugehörigen Spannungen

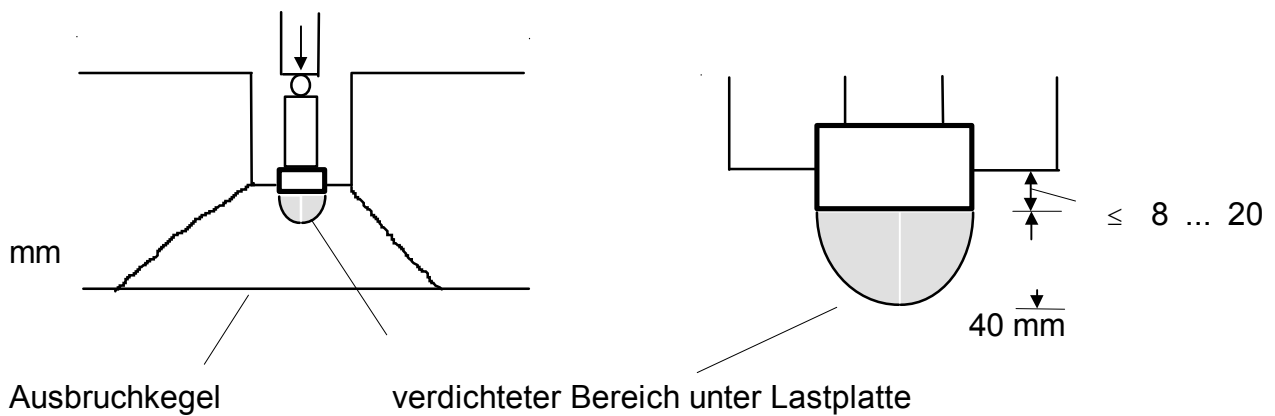


Bild 3.13: Vertikalschnitt durch Lasteinleitungsbereich mit lokalem Versagen unter der Lastplatte

a) mit Ausbruchkegel

b) Detail der lokalen Eindrückung

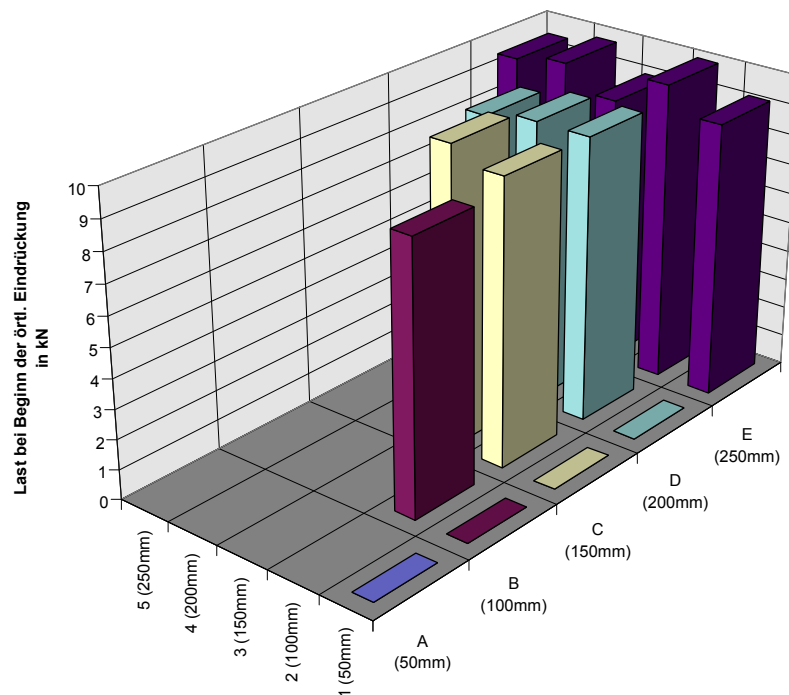


Bild 3.14: Last bei Beginn der lokalen Eindrückung der Lastplatte bei Versuchsreihe II.

3.4.6 Verformungen

3.4.6.1 Globale Plattenverformungen des nicht gelagerten Eckbereiches

Im Bereich der nicht gelagerten Ecke wurden um die Lasteinleitungsstelle an der Plattenoberseite mittels 5 induktiven Wegaufnehmern für jeden Versuch die Verformungen bis zum Bruch aufgezeichnet. Dabei war ein nahezu lineares Last-Verformungsverhalten festzuhalten. In manchen Fällen zeigte sich dabei ein leicht überproportionales Anwachsen der Last, in weiteren Fälle wurde insbesondere in der zweiten Hälfte der Belastungsgeschichte eine unterproportionale Lastzunahme verzeichnet. Beides konnte auf eventuelle Nachgiebigkeiten des Versuchsaufbaus zurückgeführt werden. In Kapitel 3.3.2, Bild 3.3, kann die Lage der Wegaufnehmer entnommen werden.

Bei allen Versuchen trat die größte Verformung als Vertikalverschiebung an der freien Ecke auf (Wegaufnehmer 1). Es folgten die Verformungen entlang der nicht gelagerten Querseite (Wegaufnehmer 4) und direkt am Lochrand (Wegaufnehmer 5). Der weiter innenliegende Bereich (Wegaufnehmer 3, vom freien Längs- und Querrand jeweils 30 cm entfernt), zeigte die geringsten Verformungen der 5 im Eckbereich angeordneten Wegaufnehmer auf. Die diagonal abliegende Ecke (Einspannbereich, Wegaufnehmer 6), zeigte entgegen der Belastungsrichtung ge-

richtete Verformungen auf, die betraglich zumeist ca. 25% von denen der nicht gelagerten Ecke betrugen.

Die Verkipnungen der Versuchskörper wurden bei den nachfolgend angegebenen Verformungen durch „Herausrechnen“ berücksichtigt. Zumeist traten gleich große Verformungen unter Bruchlast für die weit außenliegenden Lasteinleitungsstellen (Achse 1) und die weit innenliegenden Lasteinleitungsstellen (Achsen 4 und 5) auf. Mit Ausnahme von Versuchsreihe I (diese Versuchsreihe zeigte gegenüber den anderen Versuchsreihen größere Streuungen und „Ausreißer“ auf) traten für die weit innenliegenden Lasteinleitungsstellen auch die geringsten Verformungen in der Größe von i.M. ca. 0,7 mm auf. Die höheren Bruchlasten bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen verursachten aufgrund ihres ebenfalls weiter innenliegenden Kraftangriffspunktes keine größeren Verformungen der freien Ecke. Im mittleren Bereich der Lasteinleitungsstellen, bei den Schnittpunkten der Achsen 2,3 mit B,C, traten bei den meisten Versuchsreihen die größten Verformungen der freien Ecke in der Größe von ca. 2 mm auf. Im Mittel betrugen für alle Versuche die Verformungen der freien Ecke 1,2 mm. In Tabelle 3.5 sind Durchbiegungswerte und -stellen für die freie Ecke der 4 Versuchsreihen angegeben. Im Balkendiagramm, Bild 3.15, sind für die Versuchsreihe III für alle Lasteinleitungsstellen die Verformungen der freien Ecke (Wegaufnehmer 1) unter Bruchlast dargestellt. Bild 3.16 enthält die Last- Verformungskennlinien der Wegaufnehmer Nr. 1 bis Nr. 6 für den Versuch I - 3/C - 2.

Die örtlichen Gefügezusammendrückungen bei den Reihen II und IV hatten keinen Einfluss auf das globale Last- Verformungsverhalten der Versuchskörper.

Auch unmittelbar vor Brucheintritt war keine Änderung des globalen Last- Verformungsverhaltens zu erkennen, was auf Sprödbrüche schließen lässt.

Versuchsreihe	max. Wert der Verformung [mm]	zugehörige Lasteinleitungsstelle	min. Wert der Verformung [mm]	zugehörige Lasteinleitungsstelle	Durchschnittliche Verformung [mm]
I	1,8	5/E	0,9	1/E	1,3
II	2,2	2/B	0,7	5/E	1,2
III	2,3	2/C	0,4	4/D	1,1
IV	1,8	3/C	0,6	5/D	1,2

Tabelle 3.5: Durchbiegungswerte der freien Ecke (Wegaufnehmer 1) mit zugehöriger Lasteinleitungsstelle (Lastangriffspunkt)

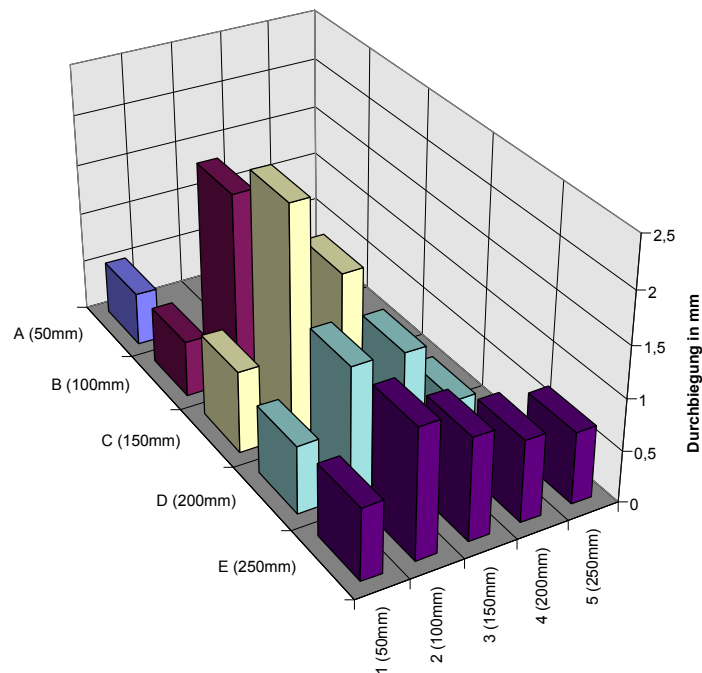


Bild 3.15: Verformungen der feien Ecke (Wegaufnehmer 1) unter Bruchlast für Versuchsreihe III

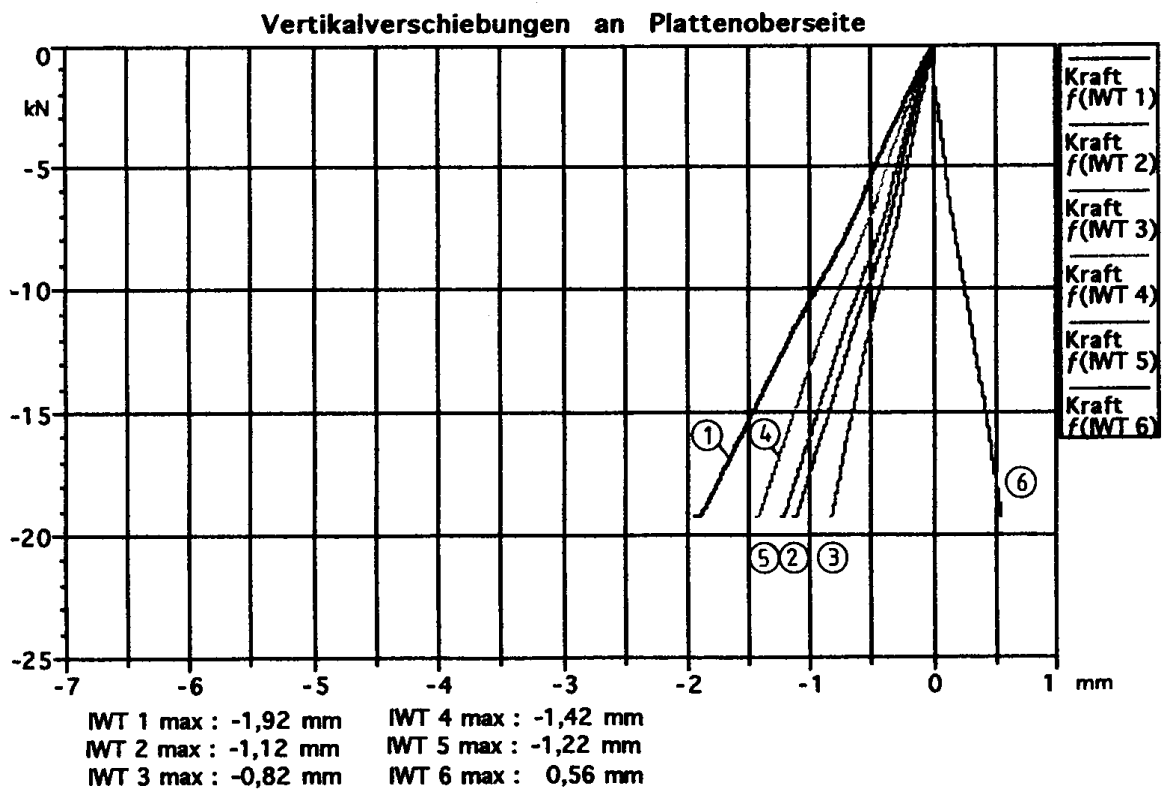


Bild 3.16: Last- Verformungskennlinien der Wegaufnehmer Nr. 1 bis 6 für den Versuch I-3/C-2.

3.4.6.2 Last- Verformungsverhalten im Lasteinleitungsbereich

Im Lasteinleitungsbereich wurde an zwei verschiedenen Stellen das Last- Verformungsverhalten aufgezeichnet:

1. über dem Druckkolben mit der Lastplatte
2. am Lochrand an der Plattenoberseite.

Beide Aufzeichnungen enthalten das Last- Verformungsverhalten infolge Biegung und Querkraft. Die Aufzeichnungen über den Druckkolben (diese entsprechen den Verschiebungen der Lastplatte) nach 1. enthalten zusätzlich die Eindrückungen der Lastplatte. Von besonderem Interesse sind nachfolgend die Eindrückungen des Porenbetons unter der Lastplatte für die Fälle ohne lokale Gefügezerstörung.

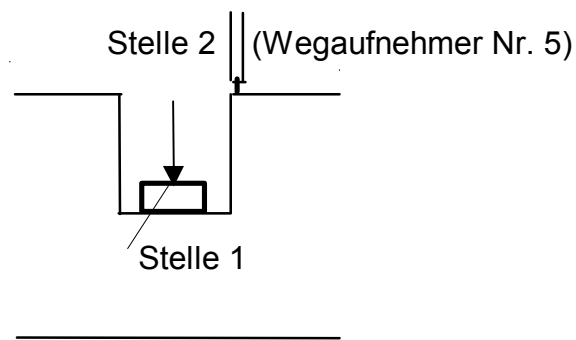


Bild 3.17: Vertikalschnitt im Lasteinleitungsbereich mit Lage für Verformungsaufzeichnungen

3.4.6.2.1 Last- Verformungsverhalten unter der Lastplatte

Es wurden Last- Verformungskurven des Druckkolbens, d.h. somit das Verschiebungsverhalten unter der Lastplatte, aufgezeichnet. (Aufgrund des gegenüber Porenbeton 100- fach höheren E- Moduls von Stahl, aus dem Lastplatte bzw. - zylinder bestehen, kann diese Annahme getroffen werden). Es stellte sich bei allen Fällen *ohne lokale Gefügezerstörung* ein rein lineares Verhalten bis zum plötzlichen Spröbruch ein. Dabei wurde zumeist ein Last- Verformungsverhalten von ca. 10 .. 12 kN/mm Vertikalverschiebung festgestellt. Bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen mit Bruchlasten in Höhe von ca. 20 kN ergaben sich somit Verformungen unter der Lastplatte von ca. 2 .. 2,5 mm. Die größten Verformungen waren im Bereich der Achsen 2,3 und B,C festzustellen, die in der Größe von ca. 3 mm lagen. Bei der Auswertung wurden auftretende Verkippungen des Versuchskörpers, aufgenommen vom Wegaufnehmer Nr. 6, "herausgerechnet".

Bei den Versuchen mit örtlicher Gefügezerstörung war ebenfalls zunächst ein rein lineares Last- Verformungsverhalten vorhanden. Ab dem Beginn der Eindrückung

der Lastplatte in das Porenbetonmaterial flachte die Kurve über einen Knick ab und verlief danach geringfügig ungleichmäßig, aber tendenziell linear weiter bis zum Eintritt des plötzlichen Kegelausbruchs. Gegenüber dem Zustand vor Beginn der lokalen Eindrückung betrug das Verhältnis Last zu Verformung nur noch ca. 0,3 kN/mm.

In Tabelle 3.5 sind die maximalen und die minimalen vertikalen Verformungen unter der Lastplatte unter Bruchlast dargestellt. Bei den Versuchsreihen II und IV enthalten die maximalen Verformungswerte die lokale Eindrückungen infolge Gefügezerstörung des Porenbetons.

Bild 3.18 enthält als Balkendiagramm die Verformungen unter der Lastplatte unter Bruchlast für alle Lasteinleitungsstellen für Versuchsreihe III. Bei dieser Versuchsreihe gab es keine lokalen Gefügezerstörungen unter der Lastplatte.

In Bild 3.19 sind Last- Verformungskurven unter der Lastplatte für die Lasteinleitungsstelle 5/E dargestellt.

Versuchsreihe	max. Wert der Verformung [mm]	zugehörige Lasteinleitungsstelle	min. Wert der Verformung [mm]	zugehörige Lasteinleitungsstelle	Durchschnittliche Verformung [mm]
I	3,4	2/B	1,3	1/A	2,2
II	21,0	5/E	1,9	1/A	12,7
III	2,9	2/C	0,9	1/A	1,8
IV	15,5	5/D	1,6	1/A	8,5

Tabelle 3.6: Verformungen unter der Lastplatte mit zugehöriger Lasteinleitungsstelle unter Bruchlast

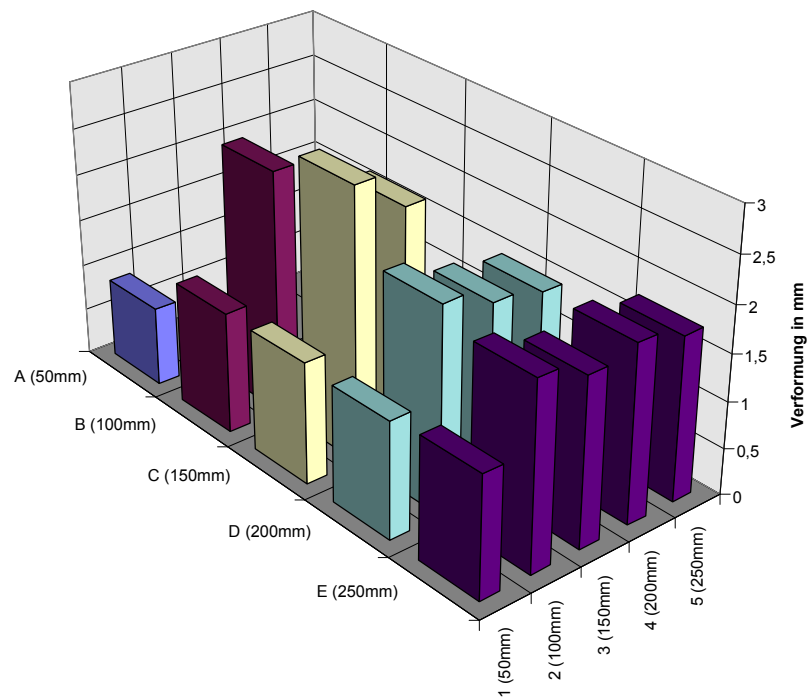
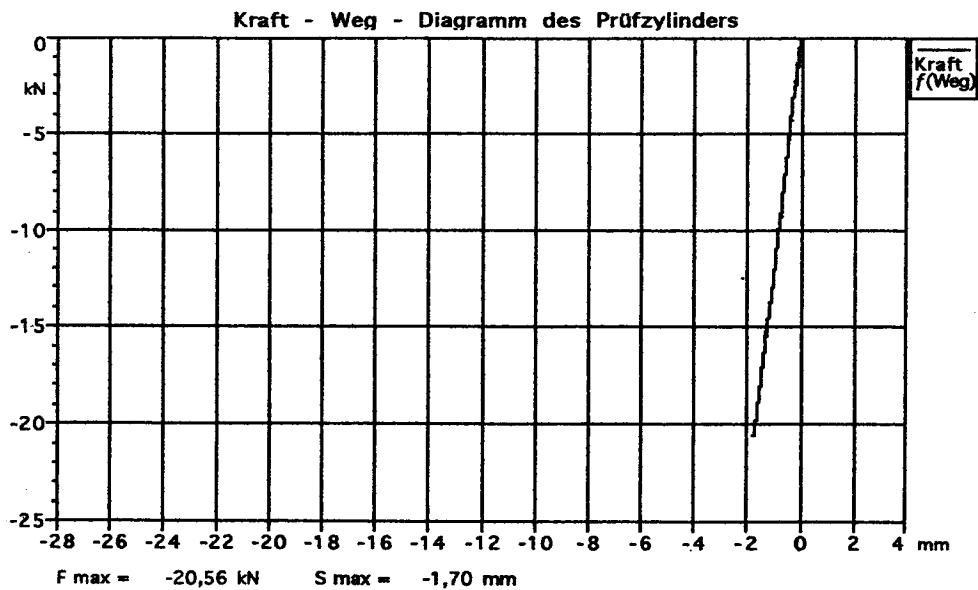


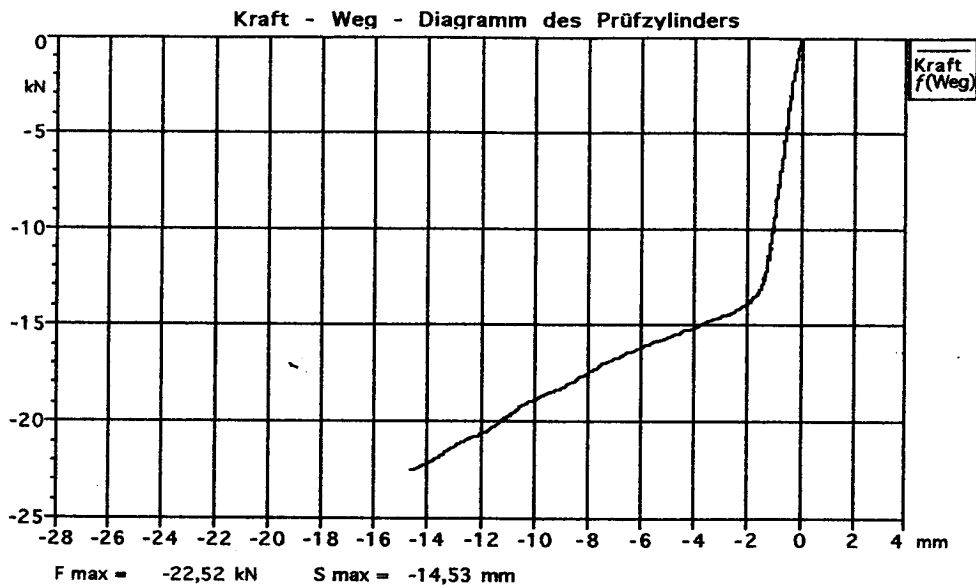
Bild 3.18: Vertikale Verformungen unter der Lastplatte bei Bruchlast für Versuchsreihe III

Versuchsbeginn : 13.03.1996 13:05 Temp.max: 21,0 °C rel.LF max : 29,5 %
 Versuchsende : 13.03.1996 14:06 Temp.min: 20,8 °C rel.LF min : 29,5 %
 Bohrtiefe : 155 mm



3.19a: Versuchsreihe III, ohne lokale Eindrückung

Versuchsbeginn : 04.12.1996 13:29 Temp.max: 21,0 °C rel.LF max : 34,7 %
 Versuchsende : 04.12.1996 13:51 Temp.min: 20,7 °C rel.LF min : 34,6 %
 Bohrtiefe : 150 mm (kurzes Auflager 4 cm)



3.19b: Versuchsreihe IV, mit lokaler Eindrückung im abgeflachten Bereich der Kurve

3.19a,b: Last- Verformungsverhaltens für Lasteinleitungsstelle 5/E

3.4.6.2.2 Last- Verformungsverhalten am Lochrand an der Plattenoberseite

Die Aufzeichnungen über den Wegaufnehmer WA 5, angeordnet am Lochrand, enthalten das globale Last- Verformungsverhalten der Platte, das sich aus Biege- und Querkraftverformungen zusammensetzt. Die Berücksichtigung lokaler Eindrückungen sind durch die Wahl der Lage an der Plattenoberseite ausgeschlossen. Bei der Auswertung wurden auftretende Verkipnungen, aufgezeichnet vom WA 6, "herausgerechnet".

Es wurde qualitativ die gleiche Tendenz für das Last- Verformungsverhalten festgestellt, wie unter der Lastplatte bei den Fällen ohne lokale Gefügezerstörung. Für die Lasteinleitungsstellen 2/B und 2/C ergaben sich auch hier die größten Verformungen, Tabelle 3.7. Die geringsten Verformungen ergaben sich für die weiter innenliegenden, sowie der in Achse 1 (äußerer Querrand) liegenden Lasteinleitungsstellen. Die Verformungen der vier Versuchsreihen untereinander unterschieden sich nur gering. Das Last- Verformungsverhalten für den Lochrand betrug zwischen ca. 10 kN/mm bei den außenliegenden, und bis zu ca. 40 kN/mm bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen.

Versuchsreihe	max. Wert der Verformung [mm]	zugehörige Lasteinleitungsstelle	min. Wert der Verformung [mm]	zugehörige Lasteinleitungsstelle	Durchschnittliche Verformung [mm]
I	1,35	1/D	0,6	1/A	0,8
II	1,3	2/B	0,5	4/E	0,9
III	1,3	2/C	0,4	1/A	0,75
IV	1,4	2/A	0,6	5/C	0,9

Tabelle 3.7: Verformungen am Lochrand an der Plattenoberseite unter Bruchlast

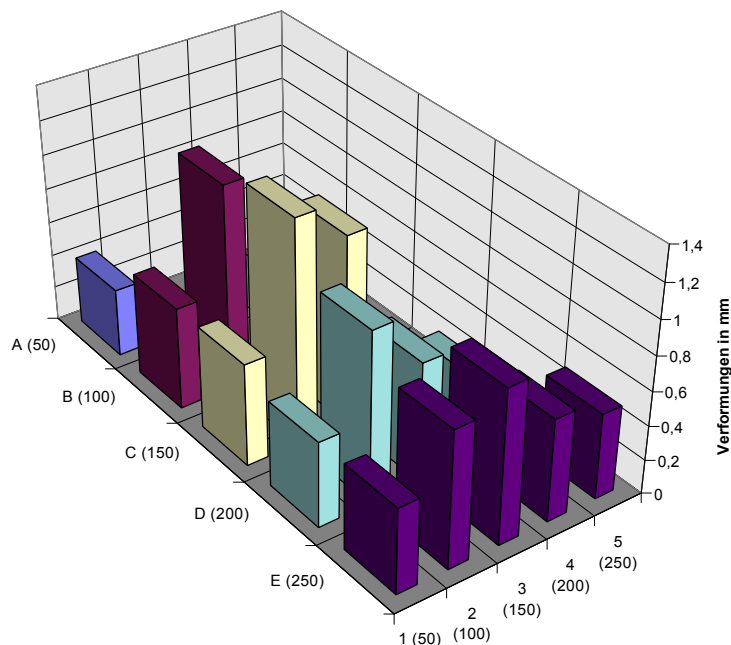


Bild 3.20: Vertikale Verformungen am Lochrand unter Bruchlast für Versuchsreihe III

3.4.6.2.3 Eindrückungen unter der Lastplatte ohne lokales Versagen

Über die Last- Verformungsaufzeichnungen von Stelle 1 (unter der Lastplatte) und Stelle 2 (am Lochrand, WA 5, nach Bild 3.3a und Bild 3.17) wurde eine Gegenüberstellung der Verformungsanteile aus Biegung und Querkraft und der Eindrückung unter der Lastplatte durchgeführt. Dabei wurde die Größe der Eindrückung näherungsweise durch Subtraktion der Verformungen der Stelle 2 von denen der Stelle 1 erhalten.

Es stellte sich heraus, dass die Eindrückung des Materials unter der Lastplatte ca. 50% von der Gesamtverformung (d.h. von der Eindrückung, einschl. Verformungsanteile aus Biegung und Querkraft) betrug.

Dabei ergab sich für die außenliegenden Lasteinleitungsstellen mit relativ niedrigen Bruchlasten Eindrückungen ab 0,6 mm. Für weiter innenliegende Lasteinleitungsstellen ergaben sich Maximalwerte bis zu 1,6 mm.

Diese als elastisch anzunehmenden Eindrückungen betrugen ca. 10% von denen bei lokaler Gefügezerstörung unter Bruchlast.

3.5 Zusammenfassung der experimentellen Ergebnisse der Serienversuche

Versagenserscheinungen

Alle Brüche traten plötzlich und ohne Vorankündigung als Sprödbrüche ein, deren Rissentwicklung aufgrund ihrer hohen Geschwindigkeit nicht beobachtbar war.

Bei etwa 2/3 der Fälle bildeten sich Ausbruchkegel aus, deren Bruchart als Durchstanzen bezeichnet wurde. Die kegelförmigen Ausbrüche beschrieben zu meist eine viertel- oder halbkreisförmige Grundfläche.

Ab einem Randabstand von 150 mm trat bei ca. 1/4 der Brüche ein weiterer Effekt ein. Es stellte sich für die Ausbruchkegel zusätzlich ein Biegezugbruch infolge Materialversagen an der Plattenunterseite unterhalb der Lasteinleitungsstelle ein. Dabei entstand eine vertikale Bruchoberfläche, die den Ausbruchkegel teilte. Ihr Verlauf im Grundriss war immer gleich und durch die Längslagerung bedingt.

Die Kegelausbrüche gingen immer von der *Lochkante* aus.

In wenigen Fällen ergaben sich globale Biegezugbrüche, die die gesamte Platte vertikal teilten.

Bruchlasten

Grundsätzlich nahmen bei allen Versuchsreihen die Bruchlasten, ausgehend von der nicht gelagerten Ecke, nach innen hin zu. Diese Tendenz wurde ab einem Randabstand von ca. 150 mm unterbrochen, von da an keine merkliche Bruchlaststeigerung mehr festzustellen war. Die Bruchlasten erreichten dort Größen, die denen aus den Vorversuchen bei mittlerer Belastung entsprachen. Die Lasteinleitungsstellen ab 150 mm Randabstand -dieses Maß entsprach auch der effektiven Plattendicke- können somit auch als "randfern" bezeichnet werden.

Ein weiterer wichtiger Einflussfaktor auf die Bruchlasten war die Materialfestigkeit. Diese war als Würfeldruckfestigkeit für jede Versuchsreihe bekannt. Es ist davon

auszugehen, dass die Zugfestigkeit bruchlastbestimmend ist. Ein Vergleich der Druckfestigkeit der einzelnen Versuchsreihen mit ihren jeweiligen durchschnittlichen Bruchlasten ließ eine Abhängigkeit unter ihnen erkennen. Bei Berücksichtigung der Druckfestigkeit mit dem Exponenten $2/3$ zeigte sich die beste Approximation zwischen Druckfestigkeit und Ausbruchlasten.

Bruchoberflächen

Die Oberflächen der Ausbruchkegel waren bei den Lasteinleitungsstellen in Rand- und insbesondere in Ecknähe bis zu 45° steil geneigt und glatt. Mit zunehmendem Randabstand wurden die Oberflächenneigungen geringer, bis hin zu ca. 15° bei der weitest innenliegenden Lasteinleitungsstelle. Die Oberflächen wurden mit zunehmendem Randabstand der Lasteinleitungsstelle unebener.

Mit zunehmender Druckfestigkeit wurden die Oberflächen der Ausbruchkegel kleiner bzw. deren Neigung gegen die Grundfläche größer. Die Größe der Bruchoberfläche und die Materialfestigkeit standen somit in einem umgekehrt proportionalen Verhältnis.

Lokales Versagen unter der Lastplatte

Bei den Versuchsreihen mit den kleineren Lastplattendurchmessern stellte sich, insbesondere bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen, eine lokale Eindrückung der Lastplatte in das Porenbetongefüge ein. Diese begann bei einer Spannung, die etwa 10% unter der gemessenen Würfeldruckfestigkeit lag. Die Eindrückung der Lastplatte betrug bis zu 21 mm. Das zellwandige Porenbetongefüge wurde dabei durch eine Eindrückung bis in eine Tiefe von 40 mm zerstört. Nach weiterer Laststeigerung stellte sich der Kegelausbruch ein, ebenfalls von der Lochkante ausgehend. Die lokale Gefügezerstörung hatte keinen Einfluss auf das globale Ausbruchverhalten und die Bruchlast.

Verformungen

Das globale Last- Verformungsverhalten der Platten war linear- elastisch bis zum plötzlichen Sprödbbruch.

Ein Vergleich der Verformungen im Lasteinleitungsbereich von der Lastplatte mit dem oberen Lochrand ergab, dass bei den Fällen ohne lokale Gefügezerstörung die vertikale Verformungen des Lochrandes ca. 50% von der Verformung unter der Lastplatte betrug. Somit trat unter der Lastplatte eine Zusammendrückung des Porenbetonmaterials auf, die in den Fällen ohne lokale Gefügezerstörung elastisch anzunehmen ist.

Die nicht gelagerte Plattenecke verformte sich unter den Bruchlasten bis zu 2 mm.

Einen großen Einfluss auf das Last- Verformungsverhalten hatte die lokale Eindrückung der Lastplatte in den Versuchsreihen mit den kleineren Lastplattendurchmessern. Nach Beginn der lokalen Eindrückung flachte die Last- Verformungslinie merklich ab, verlief danach annähernd linear weiter bis zum Kegelausbruch. Die Eindrückungen der Lastplatte traten bis zu 20 mm tief auf und zerdrückten das zellwandige Porenbetonmaterial bis zu 40 mm tief darunter.

3.6 Vorversuche

3.6.1 Zielstellung

Den Serienversuchen der vier Versuchsreihen gingen sechs einzelne Vorversuche voraus. Diese brachten insbesondere Einschätzungen für Bruchlasten, Geometrie der Ausbruchkörper und für die Verformungen. Aus den Resultaten der Vorversuche wurden Aufschlüsse für den zu gestaltenden Versuchsaufbau der Serienversuche gewonnen, insbesondere für die Lagerung.

3.6.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Die Versuchskörper der Vorversuche hatten die gleichen Abmessungen, wie die der Serienversuche: Länge $l = 1000$ mm, Breite $b = 625$ mm, Dicke $d = 300$ mm. Die Bohrungen für die Lasteinleitungsstellen waren ebenfalls 150 mm tief und hatten einen einheitlichen Durchmesser von 100 mm.

Beim 1. und 2. Vorversuch war die Lochanordnung mittig, d.h. im Abstand von 312 mm und 500 mm vom Längs- und Querrand entfernt. Dabei wurden insbesondere Aufschlüsse über die Geometrie und über die Bruchlast bei "randfernen" Lasteinleitungsstellen gewonnen. Die Lagerung erfolgte über die gesamte Länge der beiden Längsseiten 2 cm tief auf einer Metallleiste. Beim 3. und 5. Vorversuch betrugen die Abstände der Lasteinleitungsstellen von der Rändern jeweils 50 mm / 50 mm, beim 4. und 6. Vorversuch jeweils 100 mm / 100 mm. Die Durchmesser der Ausbruchkegel wurden dabei bis zu 400 mm geschätzt. Demnach wurde das Längslager im Lochbereich auf eine Länge von 500 mm nicht gelagert, um einen ungestörten Ausbruch zu gewährleisten. Die Querseite nahe der Lasteinleitungsstellen war ebenfalls nicht gelagert. Es wurden jeweils der 3. und 4., sowie der 5. und 6. Vorversuch an nur einem Versuchskörper durchgeführt. Diese waren jeweils mit zwei Löchern an den gegenüberliegenden Querseiten versehen.

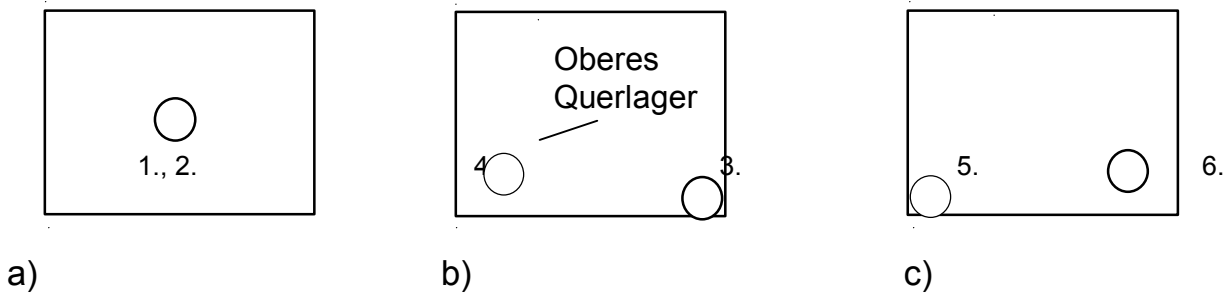


Bild 3.21: Versuchskörper der Vorversuche mit Lagerbedingungen und Lochstellungen: a) 1. und 2. Vorversuch; b) 3. und 4. Vorversuch; c) 5. und 6. Vorversuch

Für den 4. (Bild b) und den 5. (Bild c) Vorversuch waren das kurze, untere Längslager sowie das obere Querlager entsprechend verschoben (im Bild nach rechts).

Bei allen Vorversuchen wurde das Last- Verformungsverhalten über den Druckkolben der Presse aufgezeichnet (nachfolgend gleichermaßen auch beschrieben als Last- Verformungsverhalten unter der Lastplatte).

Beim 2. Vorversuch wurden an der Plattenunterseite Dehnungen über Dehnungsmessstreifen aufgezeichnet.

Alle 4 Versuchskörper besaßen die deklarierte Festigkeitsklasse GB 4,4.

3.6.3 Ergebnisse

3.6.3.1 Versagenserscheinungen

Nachfolgend wird vorwiegend der 1. und 2. Vorversuch mit mittiger Lasteinleitung behandelt. Dabei ergaben sich ungleichförmige pyramidenartige Ausbrüche, deren untere Bruchlinien die Längslager erreichten. Beim 1. Vorversuch wurde der gesamte Versuchskörper direkt neben dem Loch über die Querseite vertikal geteilt. Dabei wurde ein halbseitiger, pyramidenförmiger Ausbruch erhalten. Beim 2. Vorversuch wurde ein ganzer pyramidenförmiger Ausbruch erhalten, dessen Bruchflächenneigungen zwischen 10^0 (Unterseite, zum Lager hin) und 70^0 (oben an der Lochkante) schwankten.

Beim 3. bis 6. Vorversuch, mit Lochabständen 50 mm / 50 mm bzw. 100 mm / 100 mm von den Rändern, wurden Ausbruchkegel mit nahezu glatten, unter 45^0 geneigten Bruchoberflächen erhalten. Sie waren so ausgebildet, wie die Ausbruchkegel der Lasteinleitungsstellen 1/A und 2/B der Serienversuche.

Die Bruchoberflächen (Mantelflächen) der Ausbruchkörper wurden aufgemessen und sind in Tabelle 3.7 enthalten.

3.6.3.2 Bruchlasten

Die Bruchlasten der Vorversuche sind in nachfolgender Tabelle 3.7 dargestellt. Über die Bruchoberflächen wurden mittlere Bruchspannungen festgelegt.

Vorversuch Nr.	Randabstand [mm]	Bruchlast [N]	Bruchoberfläche [mm ²]	mittlere Bruchspannung [N/mm ²]
1	500 / 312	24250	--	--
2	500 / 312	23030	166500	0,138
3	50 / 50	9270	57500	0,161
4	100 / 100	18820	108500	0,174
5	50 / 50	9570	66000	0,145
6	100 / 100	18180	110000	0,165
				i.M. 0,156

Tabelle 3.7: Bruchlasten und -oberflächen mit mittleren Bruchspannungen für die Vorversuche

Für die pyramidenförmigen Ausbrüche beim 1. und 2. Vorversuch ergaben sich Bruchlasten, die für "randferne" Ausbrüche angenommen wurden. Die Bruchlasten des 5. und 6. Vorversuches mit Randabständen von 100 mm wiesen um ca. 25% niedrigere Bruchlasten gegenüber dem 1. und 2. Vorversuch auf. Dies legt nahe, dass bei Randabständen von über 100 mm -bei einer effektiven Plattendicke von 150 mm- schon eine "randferne" Tendenz zur Geltung kommt. Die gemittelten Bruchspannungen als Quotient von Bruchlast zu Bruchoberfläche lagen unter den Vorversuchen bis zu max. 25% auseinander. Sie betrugen nur 30% bis 40% der angenommenen Zugfestigkeit in Höhe von ca. 0,40 .. 0,50 N/mm². Dies weist darauf hin, dass keine gleichförmige Spannungsverteilung über der Bruchoberfläche vorhanden war, sondern dass Spannungskonzentrationen auftraten.

3.6.3.3 Verformungen

Das Last- Verformungsverhalten wurde über den Druckkolben aufgezeichnet und verlief bei allen sechs Vorversuchen linear- elastisch bis zum plötzlichen Sprödbruch, der sich ohne Vorankündigung einstellte. Lokale Gefügezerstörungen unter der Lastplatte wurden in keinem Fall festgestellt. Die geringsten Verformungen unter der Lasteinleitung wurden beim 1. und 2. Vorversuch festgestellt. Dies kann durch die vollständige Lagerung der beiden Längsseiten begründet werden, während bei den Vorversuchen Nr. 3 bis 6 sich der Lasteinleitungsbereich in einem nicht gelagerten Eckbereich befand.

Vorversuch Nr.	Vertikalverformung [mm]
1	1,5
2	1,5
3	2,2
4	2,9
5	2,4
6	2,6

Tabelle 3.8: Vertikalverformungen im Lasteinleitungsbereich unter Bruchlast

Beim 2. Vorversuch wurden an der Plattenunterseite an 5 Stellen jeweils zwei Dehnungsmessstreifen appliziert. Diese wurden mit gleichen Abständen in Querrichtung unter der Lasteinleitungsstelle angebracht.

Die Messungen zeigten im Randbereich Dehnungen in Höhe von $0,15 \text{ ‰}$ auf. Direkt unter der Lasteinleitungsstelle, im Grundriss in Plattenmitte, traten an der Plattenunterseite Dehnungen in Längs- und in Querrichtung von $0,4 \text{ ‰}$ auf. Diese entsprechen den Bruchdehnungen von Porenbeton nach [52]. Der Bruch trat jedoch nicht an der Plattenunterseite auf, sondern über die schräge Bruchoberfläche der Ausbruchpyramide. Somit kann angenommen werden, dass ein Biegezugbruch, kombiniert mit dem pyramidenförmigen Ausbruch, bevorstand.

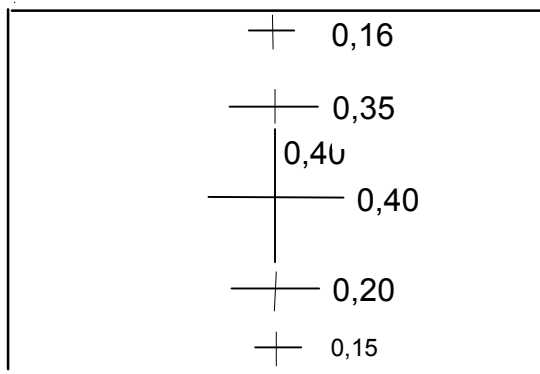


Bild 3.22: Stellen mit gemessenen Dehnungen in ‰ an der Plattenunterseite beim 2. Vorversuch

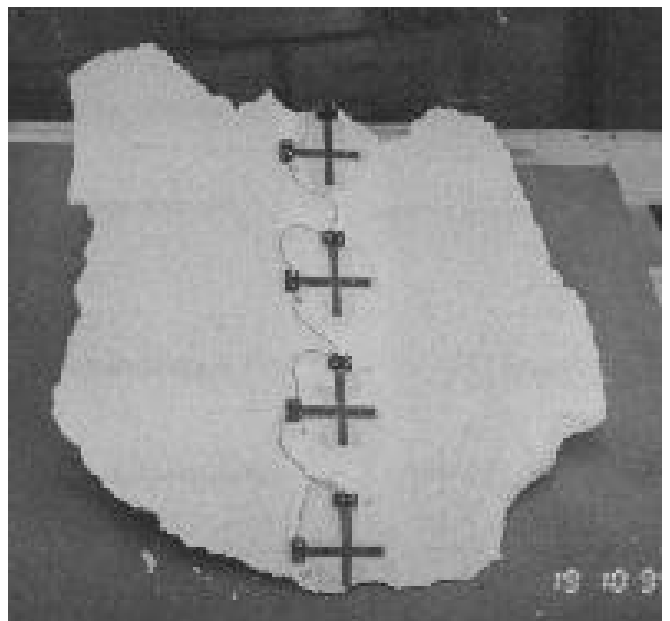


Bild 3.23: Unterseite der Ausbruchpyramide des 2. Vorversuchs mit Dehnungsmessstreifen

4 Festlegung von Bemessungskonzepten

4.1 Allgemeines

Nachfolgend wurden bestehende Verfahren zur Ermittlung von Ausbruchlasten randnaher Lasteinleitungsstellen als Bemessungskonzepte verwendet. Eine Erweiterung dafür wurde mit Hilfe numerischer Untersuchungen vorgenommen, Kapitel 6. Dabei waren die Versuchsergebnisse grundlegende empirische Parameter.

Es wurde sich auf bestehende Verfahren zur Ermittlung von Durchstanzlasten für Beton bezogen. Dabei findet das Verfahren unter Berücksichtigung einer „kritischen Fläche“ bzw. eines „kritischen Rundschnittes“ unter Kapitel 4.2 Anwendung, das insbesondere für den Nachweis der Tragfähigkeit gegen Durchstanzen bei punktförmig gestützten Platten benutzt wird. Unter Berücksichtigung von Sicherheitsfaktoren und unter statistischer Absicherung werden Ausbruchgleichungen vorgeschlagen.

Als weiteres Verfahren zur Ermittlung von Höchstlasten bei randnahen Verankerungen in Beton wurde das Concrete- Capacity- Verfahren (C- C- Verfahren) [55, 56] angewendet, Kapitel 4.3.

4.2 Festlegung von Ausbruchlasten mittels einer empirischen Gleichung unter Annahme einer „kritischen Fläche“ bzw. eines „kritischen Rundschnitts“

Bei der Ermittlung der „kritischen Fläche“ bzw. des „kritischen Rundschnitts“ wurden hier drei modifizierte Annahmen gewählt. Die aus statistischer Sicht genauere Annahme wurde dann für das Bemessungskonzept vorgeschlagen.

In der Neufassung der DIN 1045-1, Entwurf Dezember 1998, Abschn. 7.4 [48], sowie im Eurocode 2, Abschn. 4.3.4 [49], wird der Durchstanznachweis bei runden oder rechteckigen Lasteinleitungsflächen über einen „kritischen Rundschnitt“ geführt. Hierbei erfolgt der Nachweis der aufnehmbaren Querkraft über die Fläche innerhalb eines festgelegten Rundschnittes im Abstand $1,5 d$ um die Lasteinleitungsstelle, mit d als Nutzhöhe, die hier der effektiven Dicke h_{ef} entspricht. Die Grundfläche innerhalb des „kritischen Rundschnittes“ ist die „kritische Fläche“

A_{crit} . Desweiteren verwendet man beim Durchstanznachweis auch den „kritischen Querschnitt“, der dem „kritischen Rundschnitt“ folgt und sich über die Nutzhöhe d erstreckt.

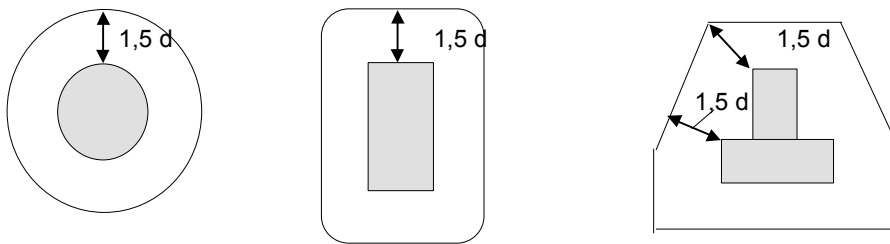


Bild 4.1: Kritischer Rundschnitt um Lasteinleitungsflächen (schattiert), die sich *nicht* in der Nähe eines freien Randes befinden

Bei Lasteinleitungsflächen, die sich in Nähe eines freien Randes oder einer freien Ecke befinden, und dabei in einer Entfernung kleiner als $1,5 d$, bzw. hier $1,5 h_{ef}$, wird der kritische Rundschnitt nach Bild 4.2 angenommen.

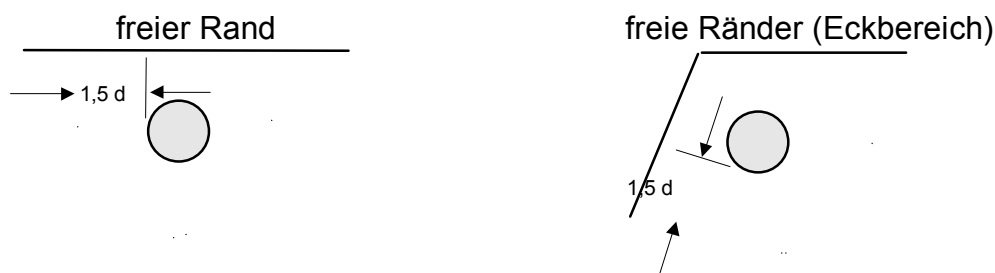


Bild 4.2: Grundriss für die Führung des „kritischen Rundschnittes“ um eine Lasteinleitungsstelle (schattierte Fläche) im Bereich freier Ränder nach DIN 1045-1 und EC2

Der „kritische Rundschnitt“ wird im Abstand $1,5 d$ ($= 1,5 h_{ef} = 225 \text{ mm}$) kreisförmig um die Lasteinleitungsstelle geführt. Der Umfang des „kritischen Rundschnittes“ wird mit „ u “ bezeichnet.

Ziel ist die Festlegung nachfolgender empirischer Ausbruchgleichung mit k_A als hier festzulegenden Faktor.

$$N_u = k_A \cdot \beta_D^{2/3} \cdot A_{crit} \quad (4.1)$$

mit : N_u : Bruchlast in N, aus jeweiligem Versuch

β_D : Würfeldruckfestigkeit in N/mm^2

A_{crit} : kritische Fläche in cm^2 , nach Lage der Lasteinleitungsstelle

Es wird über die für jeden einzelnen Versuch bekannten Werte N_u und β_D sowie über die jeweils zugehörige kritische Fläche A_{crit} ein Beiwert k_A ermittelt: $k_A = N_u / (\beta_D^{2/3} \cdot A_{crit})$. Der Wert k_A erfüllte in jedem Fall die obige Gleichung. Dabei wurde eine minimale Abweichung unter den Beiwerten k_A angestrebt.

4.3 Gegenüberstellung verschiedener Annahmen zur Ermittlung kritischer Flächen mit statistischer Festlegung eines empirischen Beiwertes

Es wurden 3 verschiedene Annahmen, bezeichnet als Fälle A, B und C, zur Ermittlung von A_{crit} gegenübergestellt. Der Anwendungsfall von A_{crit} , unter dem die Beiwerte k_A den niedrigsten Variationskoeffizienten aufzeigt, wurde als Bemessungskonzept vorgeschlagen.

Fall A. Über die „kritische Fläche“ als eine Grundfläche $A_{crit,A}$ unter Berücksichtigung des Abzuges der Lochfläche, Bild 4.3a.

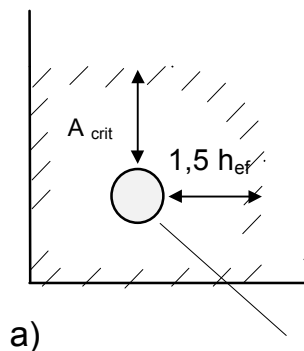
Fall B. Ermittlung der „kritischen Fläche“ $A_{crit,B}$ wie unter A, dabei zusätzlich unter Abzug eines Grundflächenanteiles im Bereich der freien Ecke, festgelegt durch Verbindungslinien zwischen Lochmitte und dem Schnittpunkt der freien Kante mit dem „kritischen Rundschnitt“, Bild 4.3b.

Fall C. Der „kritische Querschnitt“ $A_{crit,C}$ bildet sich aus dem Produkt der Faktoren der Länge des „kritischen Rundschnitts“ u und der effektiven Plattendicke (Nutzhöhe) h_{ef} , Bild 4.3c:

$$A_{crit,C} = u \cdot h_{ef} \quad (4.2)$$

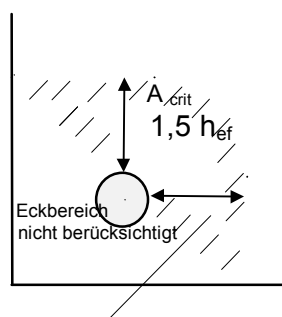
Die unter den Fällen A, B und C festgelegten „kritischen Flächen“ sind als fiktive Ausbruchflächen zu verstehen, die nicht den Bereich der tatsächliche Spannungsverteilung wiedergeben. Sie liefern ersatzweise über die geometrische Lage der Lasteinleitungsstellen Näherungen für die Ausbruchlasten bzw. sie stellen die Verhältnisse fiktiver Lastaufnahmebereiche untereinander dar. Mit zunehmenden Randabständen resultieren daraus rechnerisch größere Ausbruchlasten.

Fall A.:



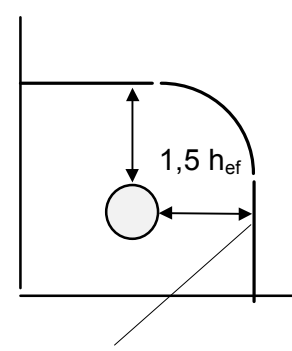
a)

Fall B.:



b)

Fall C:



c)

kritische Flächen
(schraffierter Bereich)

kritischer Rundschnitt mit
kritischem Querschnitt

Bild 4.3

a) und b): Fall A und Fall B: $A_{crit,A}$ und $A_{crit,B}$ als einschraffierte Grundflächen

c) Fall C: $A_{crit,C}$ als „kritischer Querschnitt“, im Grundriss beschrieben durch kritischen Rundschnitt (gestrichelt).

Der Abstand zwischen Lochrand und kritischem Rundschnitt betrug in allen Fällen $1,5 h_{ef}$.

Es wurde eine Auswertung vorgenommen, wobei für die Beiwerte k_A für alle Versuchsreihen folgende statistische Werte ermittelt wurden:

\underline{k}_A : Mittelwert des empirischen Beiwertes k_A für jeden Fall A, B und C

s : Standardabweichung

v : Variationskoeffizient

$k_{A(5\%)}$: 5%- Quantilwert über die Beziehung

$$k_{A(5\%)} = (1 - 1,645 \cdot v) \cdot k_A \quad (4.3)$$

Es wurden nur die Laststellen berücksichtigt, bei denen sich reine Kegelausbrüche ergaben! Biegezugbrüche -diese traten insbesondere bei den weiter innenliegenden Laststellen auf- wurden nicht miteinbezogen. Die Untersuchung bezieht sich somit auf „randnahe“ Lasteinleitungsstellen.

Das Resultat der statistischen Untersuchung ist nachfolgend tabellarisch aufgelistet.

	\underline{k}_A	s	$v (\%)$	$k_{A(5\%)}$
<u>Fall A.:</u>				
Versuchsreihe I	3,27	0,662	20,2	2,18
Versuchsreihe II	3,4	0,53	16,0	2,53
Versuchsreihe III	3,24	0,86	26,6	1,82
Versuchsreihe IV	3,45	0,76	22,0	2,2
alle Versuche für Fall A:	3,34	0,725	21,7	2,15

	\underline{k}_A	s	$v (\%)$	$k_{A(5\%)}$
<u>Fall B.:</u>				
Versuchsreihe I	4,9	1,05	21,5	3,16
Versuchsreihe II	5,0	1,05	21,0	3,27
Versuchsreihe III	4,83	1,52	31,5	2,32
Versuchsreihe IV	5,35	1,25	23,2	3,29
alle Versuche für Fall B:	5,02	1,25	25,0	2,96

	\underline{k}_A	s	v (%)	$k_{A(5\%)}$
Fall C.:				
Versuchsreihe I	4,36	0,93	21,3	2,83
Versuchsreihe II	4,25	0,89	21,0	2,79
Versuchsreihe III	4,28	1,35	31,5	2,06
Versuchsreihe IV	4,25	1,08	24,0	2,74
alle Versuche für Fall C:	4,36	1,08	25,0	2,57

Tabelle 4.1: Aufstellung der statistischen Werte für die Beiwerte k_A

Berücksichtigte Anzahl n der Einzelversuche, bei denen sich reine Kegelausbrüche ergaben:

Versuchsreihe I: $n = 21$; Versuchsreihe II: $n = 18$; Versuchsreihe III: $n = 20$; Versuchsreihe IV: $n = 21$; alle Versuche mit reinen Kegelausbrüchen: $\Sigma n = 80$.

4.4 Festlegung der Ausbruchgleichung

Die statistische Untersuchung von 80 Lasteinleitungsstellen mit reinen Kegelausbrüchen zeigte für das Verfahren Fall A über eine kritische Fläche mit A_{crit} als eine Grundfläche (nur unter Abzug der Lochfläche) die geringste Abweichung für einen empirischen Beiwert k_A untereinander. Es wurden für alle 3 Fälle Abweichungen in einem akzeptablen Rahmen erhalten. Für Fall A ergab sich ein Variationskoeffizient von $v = 21,7\%$, der gering unter den Variationskoeffizienten von $v = 25\%$ für die Fälle B und C lag. Für die weitergehende Festlegung einer Ausbruchgleichung wurde das Verfahren über Fall A zugrundegelegt.

Unter Zugrundelegung einer unter Fall A beschriebenen „kritischen Fläche“ und der bekannten Druckfestigkeit des Porenbetons konnten somit näherungsweise die Ausbruchlasten in Randnähe mit nachfolgender Gleichung ermittelt werden:

$$N_u = 3,34 \cdot \beta_D^{2/3} \cdot A_{\text{crit},A} \quad (4.4)$$

bzw. unter Berücksichtigung des 5%- Quantils mit
 $k_{A(5\%)} = (1 - 1,645 \cdot 0,217) \cdot 3,34 = 2,15$

$$N_{u,5\%} = 2,15 \cdot \beta_D^{2/3} \cdot A_{\text{crit},A} \quad (4.5)$$

Diese Gleichungen gelten für einheitliche Dicken $h_{\text{ef}} = 150 \text{ mm}$ und berücksichtigen noch keine Sicherheitsfaktoren.

Nach DIN 1045-1, Abschn. 7.4.3, sind zusätzliche Sicherheitsfaktoren β für das Durchstanzen von Platten bei ausmittigen Lasteinleitungen vorgesehen. Diese

sind für innenliegende Stützungen mit $\beta = 1,15$ festgelegt, für Rand- oder Eckstützen betragen sie $\beta = 1,4$ bzw. $\beta = 1,5$. Ausmitten können montagebedingt sein, oder z.B. als „Verkantungen“ infolge eines konservativen Belastungsvorganges auftreten. Durch den Versuchsaufbau mit einer Lasteinleitung über eine Kugel unter dem Druckkolben ist anzunehmen, dass dieser Effekt weitgehend ausgeschaltet wurde.

In der Praxis ist somit vor oder während der Montage von Fall zu Fall darüber zu entscheiden, ob evtl. Ausmitten zu berücksichtigen sind, ebenso über die Zuordnung als Innen-, Rand- oder Eckstützung.

Für Porenbeton sowie in der Befestigungstechnik wird die Verwendung nachfolgender Teilsicherheitsbeiwerte vorgeschlagen:

Sicherheit gegen Betonversagen $\gamma_{MC} = \gamma_C \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3$ mit

$\gamma_C = 1,7$ für unbewehrte Porenbetonbauteile bei „Bemessung durch rechnerischen Nachweis“

aus DIN EN 12602 [58]. Wenn die Tragfähigkeit der Bauteile durch unter idealisierten Belastungs- und Lagerbedingungen durch Prüfungen bestimmt wird, kann hierfür der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{comp} = 1,3$ verwendet werden.

Nach dem Kapitel „Befestigungstechnik“ [44] gelten weitere Teilsicherheitsbeiwerte:

$\gamma_1 = 1,2$ für Streuung der Zugfestigkeit bei normaler Herstellung

$\gamma_2 = 1,2$ für normale Montagesicherheit (falls „gut“: $\gamma_2 = 1,0$; falls „gering“: $\gamma_2 = 1,4$)

$\gamma_3 = 1,0$ bei Streuung der Bruchlasten mit $v \leq 15\%$.

Desweiteren gilt der Teilsicherheitsbeiwert für die Belastung $\gamma_F = 1,4$.

Unter Berücksichtigung hier angenommenen Teilsicherheitsbeiwerten bei einer ecknahen Lasteinleitungsstelle mit ausmittiger Lasteinleitung ergibt sich folgender Sicherheitsbeiwert:

$$\gamma = \beta \cdot \gamma_{MC} \cdot \gamma_F = \beta \cdot \gamma_C \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \cdot \gamma_F = 1,5 \cdot 1,7 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 1,4 = 5,14$$

bzw. *beispielhaft* bei einer innenliegenden Lasteinleitungsstelle *und* der Bestimmung der Tragfähigkeit über Prüfungen:

$$\gamma = 1,15 \cdot 1,3 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 1,4 = 3,01 \approx 3,0.$$

(Dieser Wert entspricht zufällig dem früheren globalen Sicherheitsfaktor von $\gamma = 3,0$ für Verankerungen in Normalbeton, der noch nicht das 5%-Quantil berücksichtigt).

Es ist erkennbar, dass unter verschiedenen möglichen Annahmen praktisch von Fall zu Fall merklich unterschiedliche Sicherheitsfaktoren zur Geltung kommen können.

4.5 Ausbruchgleichung unter Zugrundelegung der deklarierten Festigkeitsklassen

Das Verfahren von Fall A zur Ermittlung der „kritischen Fläche“ ist aus statistischer Sicht das genaueste, da es einen empirischen Beiwert k_A liefert, mit der geringsten Abweichung zur Einhaltung der Ausbruchgleichung. In der Bemessungsgleichung wurde für β_D bei jeder Versuchsreihe die dazu ermittelte Betondruckfestigkeit eingesetzt. Die deklarierte Festigkeitsklasse schreibt den Mindestwert als unteren 5%- Quantilwert der Druckfestigkeit vor. Bei Porenbetonwänden und -deckenplatten werden üblicherweise die Festigkeitsklassen GB 3,3 und GB 4,4 verwendet.

Für die praktische Handhabung einer Bemessungsgleichung ist es vorteilhaft, gleich den Wert der Festigkeitsklasse zu verwenden, da die tatsächliche Druckfestigkeit nicht immer bekannt ist. Somit ist es von Interesse, in Ausbruchgleichungen direkt die deklarierten Festigkeitsklassen einsetzen zu können.

Es liegen vom Herstellerwerk 2 Jahresstatistiken für die jeweils beiden Festigkeitsklassen GB 3,3 und GB 4,4 vor. Darin sind die Mittelwerte der Druckfestigkeiten β_D mit den dazugehörigen Variationskoeffizienten v enthalten. Für jeden dieser insgesamt 4 Mittelwerte wurde über den jeweiligen Variationskoeffizient unter Berücksichtigung des 5%- Quantils ein Wert $\beta_{D(5\%)}$ bestimmt.

	$\beta_{D,dekl.}$	β_D	v (%)	$\beta_{D(5\%)}$
Jahresstatistik 1:	3,3	4,5	2,0	4,35
Jahresstatistik 1:	4,4	7,14	9,3	6,05
Jahresstatistik 2:	3,3	4,3	9,0	3,66
Jahresstatistik 2:	4,4	6,73	9,9	5,63

Tabelle 4.2: Festigkeitsklassen $\beta_{D,dekl.}$ und Würfeldruckfestigkeiten β_D aus 2 Jahresstatistiken. Alle Festigkeitswerte in N/mm^2 .

Bei Festlegung der Ausbruchgleichung über die deklarierten Festigkeiten stellt sich das Problem, dass *zwei* Variationskoeffizienten Eingang in die Gleichung finden: der Variationskoeffizient für den Beiwert k (Gleichung 4.4 und 4.5) und der Variationskoeffizient für die Festigkeitswerte der Jahresstatistik. Es muss das Fehlerfortpflanzungsgesetz berücksichtigt werden. Die beiden Variationskoeffizienten werden nachfolgend mit v_K und $v_{D,dekl.}$ bezeichnet: $v_K = 21,7\%$, Tab. 4.1; sowie $\max. v_{D,Dekl} = 9,9\%$ (es werden aufgerundet $v_{D,Dekl} = 10\%$ zugrunde gelegt). Unter Ansatz der deklarierten Festigkeit und unter Berücksichtigung des Fehlerfortpflanzungsgesetzes wird die Ausbruchlast wie folgt ermittelt:

$$N_{uk} = \underline{k}_A \cdot \beta_{Dk}^{2/3} \cdot A_{crit} \cdot (1 - 1,64 \sqrt{v_{\underline{k}_A}^2 + (2/3 v_{Dk})^2}) / (1 - 1,64 v_{Dk})^{2/3} \quad (4.7a)$$

$$= 3,34 \cdot \beta_{Dk}^{2/3} \cdot A_{crit} \cdot (1 - 1,64 \sqrt{0,217^2 + (2/3 \cdot 0,10)^2}) / (1 - 1,64 \cdot 0,10)^{2/3}$$

$$N_{uk} = 2,36 \cdot \beta_{Dk}^{2/3} \cdot A_{crit} \quad (4.7b)$$

mit

N_{uk} : rechnerische Ausbruchlast für unteres 5%- Quantil

β_{Dk} : charakteristischer Wert der Druckfestigkeit (entspricht dem deklarierten Wert, z.B. GB 3.3)

v_{Dk} : Variationskoeffizient aufgrund gemessener Druckfestigkeiten aus Jahresstatistiken

\underline{k}_A : Mittelwert der empirischen Beiwerte k_A ; $\underline{k}_A = 3,34$

A_{crit} : kritische Fläche nach Gl. (4.1)

Zur Festlegung der Gleichung 4.7a siehe auch [39], Kap. 1.5.1.

Bei Anwendung der Ausbruchgleichung (4.7b) sind noch Sicherheitsbeiwerte berücksichtigt worden.

4.6 Sicherheit gegenüber den experimentellen Bruchlasten

Es wurden über die Ausbruchgleichung (4.7.b), in der die deklarierten Festigkeitsklassen eingesetzt werden, die rechnerischen Ausbruchlasten ermittelt. Dabei wurde das 5%- Quantil berücksichtigt, aber noch keine Sicherheitsbeiwerte γ . Von Interesse ist das Verhältnis der experimentellen zur rechnerischen Bruchlast. Dieses wird nachfolgend mit Faktor α bezeichnet und ergibt sich somit aus $\alpha = N_{u,exper.} / N_{u,dekl.}$. Nach einer statistischen Untersuchung wurden in Tabelle 4.3 für jede Versuchsreihe die mittleren Faktoren α_m über die 15 Lasteinleitungsstellen dargestellt. Desweiteren sind als α_{min} und α_{max} die minimalen und maximalen Faktoren innerhalb jeder Versuchsreihe angeführt, sowie der Variationskoeffizient v innerhalb der Faktoren α einer jeden Versuchsreihe. Die Untersuchungen wurden unter zwei verschiedenen Annahmen durchgeführt:

- a) unter Berücksichtigung der Lasteinleitungsstellen, bei denen sich nur reine Kegelausbrüche (aus 80 Versuchen) ergaben, und
- b) unter Berücksichtigung aller aufgezeichneten Bruchlasten (aus 118 Versuchen). Nachfolgend sind tabellarisch für die Annahmen a) und b), jeweils für alle 4 Versuchsreihen, die statistisch ermittelten Werte dargestellt.

Versuchsreihe	α_m	α_{\min}	(Stelle)	α_{\max}	(Stelle)	v [%]
---------------	------------	-----------------	----------	-----------------	----------	-------

Annahme a):

I	1,86	1,42	(1/E)	2,63	(2/B)	18
II	1,57	1,18	(5/E)	2,02	(2/C)	16
III	1,61	1,00	(1/A)	2,32	(2/B)	24
IV	1,75	1,39	(5/A und 5/E)	2,26	(3/B)	15,5

Annahme b):

I	1,91	1,42	(1/E)	2,63	(2/B)	18
II	1,65	1,27	(1/E)	2,02	(2/C)	15
III	1,66	1,00	(1/A)	2,32	(2/B)	27
IV	1,76	1,39	(5/A und 5/E)	2,23	(5/A und 5/E)	15

Tabelle 4.3: Faktoren α als Verhältnis der experimentellen zu den errechneten Bruchlasten für die Ausbruchgleichung unter Berücksichtigung der deklarierten Festigkeitsklasse und des 5%- Quantils.

Ergebnis: Bei der Bestimmung der Bruchlasten über die Gleichung (4.7), $N_{U,dekl.} = 2,52 \cdot \beta_{D,dekl.}^{2/3} \cdot A_{crit,A}$, stellte sich heraus, dass in keinen Fällen die errechneten Bruchlasten $N_{U, dekl.}$ über den experimentellen Bruchlasten $N_{U,exper.}$ lagen. Die Faktoren α stellten Erhöhungen für die tatsächlichen Bruchlasten gegenüber den errechneten dar, i.M. um den Faktor 1,7.

Diese Erhöhung beruhte auf der statistischen Absicherung bei der Umrechnung der gemessenen auf die deklarierten Festigkeiten, auch unter Berücksichtigung des 5%- Quantils.

Die statistischen Kennwerte für α unterscheiden sich zwischen den Annahmen a) und b) nur unwesentlich. Dies bestätigt, dass Art des Ausbruchmechanismus, reiner Kegelausbruch oder Kegelausbruch mit kombiniertem Biegezugbruch, die Bruchlast nicht merklich beeinflusst. Bei Auftreten des kombinierten Versagens sind beide Versagensarten aneinander gekoppelt.

Die größten erhaltenen Verhältniswerte α der experimentellen gegenüber den errechneten Bruchlasten wurden für die Lasteinleitungsstellen im Bereich der Achsen 2/B festgestellt. Die geringsten Erhöhungen ergaben sich für die Achse E, wobei sich die Tendenz bestätigte, dass bei weiter innenliegenden oder „randfernen“ Lasteinleitungsstellen trotz größer werdenden Ausbruchflächen keine wesentliche Zunahme der experimentellen Ausbruchlasten festzustellen war. Das Bemessungskonzept beruht auf der Annahme von proportional größer werdender Ausbruchlast mit zunehmender „kritischer Fläche“. Es eignet sich somit insbesondere für Bruchlastermittlung randnaher Lasteinleitungsstellen. Im Balkendiagramm, Bild 4.4, sind exemplarisch für Versuchsreihe I die Faktoren α für jede

Lasteinleitungsstelle dargestellt. Qualitativ ist für die anderen Versuchsreihen und unter den beiden Annahmen für die Art des Versagens die gleiche Tendenz vorhanden.

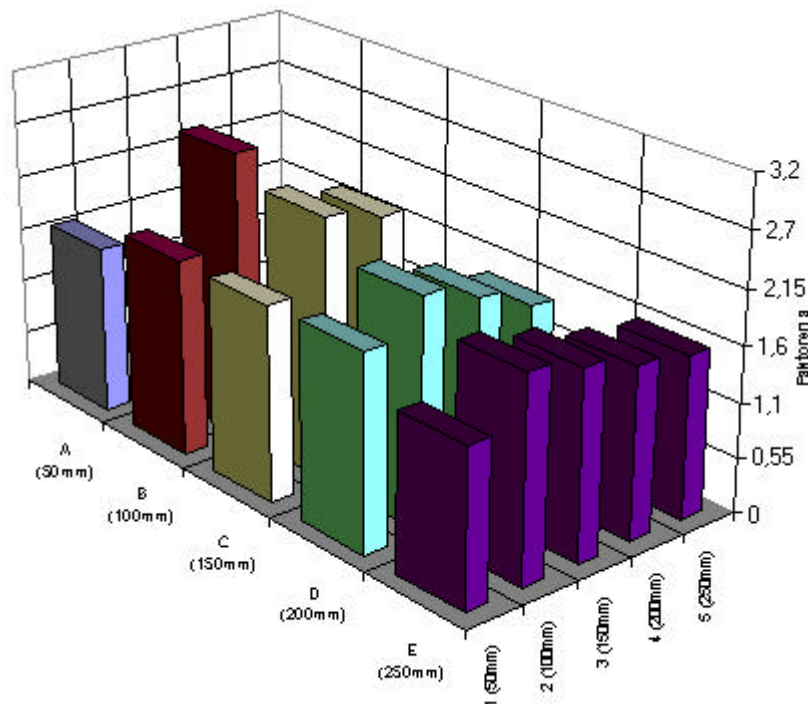


Bild 4.4: Faktoren α für die Versuchsreihe I unter Berücksichtigung aller Versuche (Annahme b)

4.7 Bestimmung der Ausbruchlasten über das Concrete- Capacity (C-C)-Verfahren

Das C- C- Verfahren [55, 56, 57] dient zur Ermittlung von Ausbruchlasten bei randnahen Lasteinleitungsstellen und beruht auf der Annahme eines pyramidenförmigen Ausbruches, ausgehend von einem ungestörten, randfernen Bereich. Es ist eine Weiterentwicklung des Kappa- (κ)- Verfahrens [61]. Das κ - Verfahren beruht auf einem mechanischen Modell, wonach eine Einzelbefestigung die größte Last tragen kann, wenn sich der zu erwartende Ausbruchkegel im Beton frei und unbeeinflusst ausbilden kann. Der Durchmesser dieses Ausbruchkörpers, auch der kritische Abstand genannt, steht dabei in einem bestimmten Verhältnis zur jeweiligen Verankerungstiefe des Befestigungselementes. Für randnahe Einzel-

verankerungen unter Zugbeanspruchung erhält man nach dem C- C- Verfahren die gleichen Lasten wie nach dem κ - Verfahren.

Grundsätzlich eignen sich das κ - und das C- C- Verfahren auch zur Traglastbestimmung von Gruppenverankerungen und von Querlasten.

Beim C- C- Verfahren wird zunächst von einer randfernen Ausbruchlast $N_u^{(0)}$ ausgegangen. Diese ergibt sich über die Verankerungstiefe h_{ef} und Betondruckfestigkeit β_w als maßgebende Parameter, sowie einen empirischen Beiwert k . Als Grundwert für den randfernen, ungestörten Ausbruch wird für Normalbeton die Gleichung

$$N_u^{(0)} = k \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (4.9)$$

verwendet, mit $k = 15,5$ bei Kopfbolzenverankerungen in Normalbeton [44]. Dieser Faktor ist nicht ohne weiteres auf Porenbeton übertragbar. Im Kapitel 7 wird ein entsprechender Faktor für Porenbeton ermittelt, der aufgrund des spröden Verhaltens von Porenbeton tiefer ist.

Je nach Lage einer randnahen Lasteinleitungsstelle wird dieser Wert reduziert. Dabei wird davon ausgegangen, dass ein ungestörter Ausbruch - vereinfacht als Ausbruchpyramide mit i.M. 35° Mantelneigung - eine Grundfläche mit den Seitenlängen $3 h_{ef}$ besitzt. Entsprechend der Randnähe wird diese Grundfläche eingeschnitten und die Ausbruchlast N_u reduziert. D.h. das Verhältnis der reduzierten Grundfläche zur vollständigen stellt einen Abminderungsfaktor für $N_u^{(0)}$ dar, und man erhält die Ausbruchlast N_u . Ein weiterer geometrischer Faktor ψ_{sN} berücksichtigt die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes infolge Randnähe.

Ab einem Randabstand der Lasteinleitungsstelle von $1,5 h_{ef}$ kann bei einer Seitenlänge von $3 h_{ef}$ somit von einem ungestörten Ausbruch ausgegangen werden. Das entspricht bei Platten mit einer effektiven Dicke $h_{ef} = 150$ mm einem Abstand von 225 mm, d.h. etwa ab den Achsen 4 und D bis 5 und E (weit innenliegend). Die Experimente bestätigten gleiche Bruchlasten bzw. keine Bruchlasterhöhungen mehr für diese Achsenbereiche innerhalb jeder Versuchsreihe. Zumeist wurde bei den experimentellen Bruchlasten schon keine Erhöhung mehr ab dem Randabstand 150 mm festgestellt. Die idealisierte Grundfläche einer Ausbruchpyramide wird mit $A_{p,N}$ bezeichnet. Die des ungestörten Ausbruches besitzt die Größe $A_{p,N}^{(0)} = (3 h_{ef})^2 = 9 h_{ef}^2$.

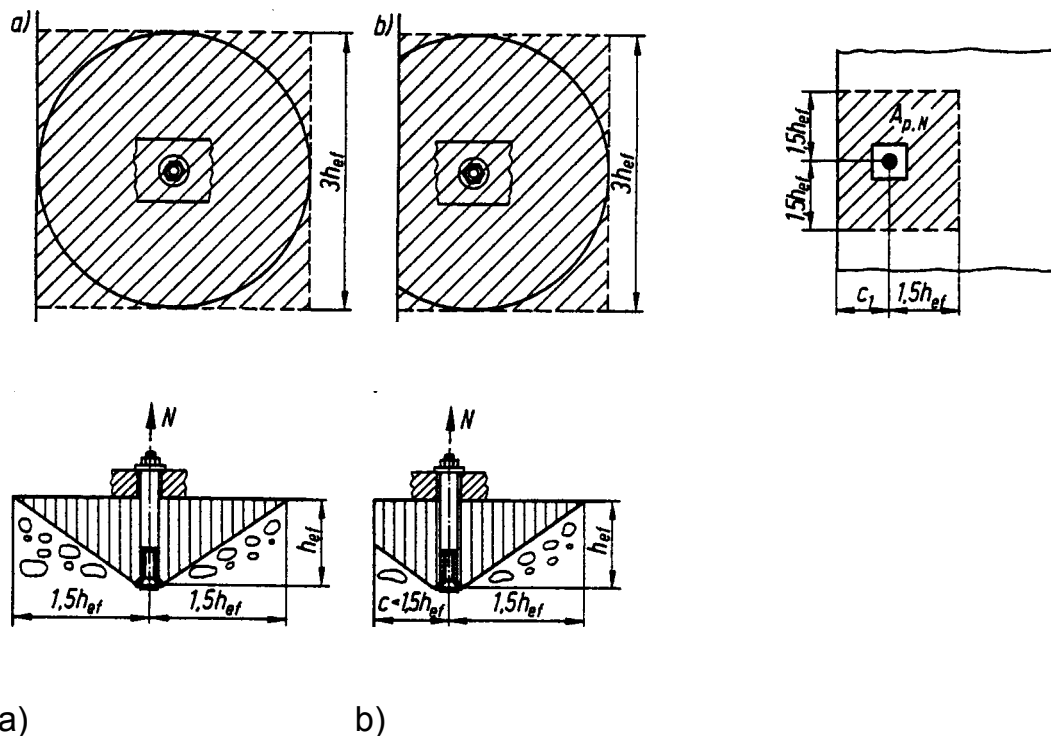


Bild 4.5: Einfluss des Randabstandes auf den Betonausbruchkörper

a) randfern; b) randnah

nach *W. Fuchs* und *R. Eligehausen*: - Das C- C- Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Einzelverankerungen [44, 56].

Festlegung der randfernen Ausbruchlast $N_u^{(0)}$ als Grundwert zur Bestimmung der randnahen Ausbruchlasten nach dem C- C- Verfahren:

Die Ausbruchgleichung randferner Lasteinleitungsstellen mit Kopfbolzenverankerungen in Normalbeton, nach Gl. 4.9: $N_u^{(0)} = 15,5 \cdot \sqrt{\beta_W} \cdot h_{ef}^{1,5}$ soll probeweise mit dem in der Größenordnung für Porenbeton liegenden Druckfestigkeitswert 5 N/mm^2 überprüft und mit den experimentellen Bruchlasten der weiter innenliegenden Laststellen gegenübergestellt werden. Diese lagen etwa bei 20 kN bis 23 kN.

$N_u^{(0)} = 15,5 \cdot \sqrt{5,0} \cdot 150^{1,5} = 63670 \text{ N} \cong 64 \text{ kN} > 23 \text{ kN}$. Nach dieser Gleichung wird eine mehr als dreifache Last ermittelt, als sich aus den Experimenten ergeben. Ursache hierfür ist das spröde Verhalten von Porenbeton gegenüber Normalbeton. In Kapitel 7 wird hierauf näher eingegangen. Das Materialverhalten über $\sqrt{\beta_W}$ sowie der Einfluss der Verankerungstiefe über $h_{ef}^{1,5}$ werden annähernd als zutreffend unterstellt.

In Randnähe wird der eingeschnittene, verbleibende Bereich ($< 1,5 h_{ef}$) mit c_1 bezeichnet. Entsprechend geringer wird die Grundfläche $A_{p,N}$. Liegt eine Einschnidung in beiden Richtungen vor (Ecknähe), so ist unter 90° im Grundriss zu c_1 ein

weiterer reduzierter Bereich mit dem Abstand c_2 anzunehmen, Bild 4.6. Exemplarisch wurde für die Lasteinleitungsstelle 1/A die reduzierte Ausbruchgrundfläche $A_{p,N}$ sowie die dazugehörigen Ausbruchlast N_u ermittelt.

Nach dem C- C- Verfahren gilt folgende Gleichung zur Bestimmung der Ausbruchlast in Randnähe:

$$N_u = N_u^{(0)} \cdot (A_{p,N} / A_{p,N}^{(0)}) \cdot \psi_{s,N} \quad (4.10)$$

mit:

N_u = Ausbruchlast in Randnähe

$N_u^{(0)}$ = Ausbruchlast im randfernen, ungestörten Bereich

$A_{p,N}$ = durch Randeinschneidung geometrisch begrenzte Ausbruchfläche

$A_{p,N}^{(0)}$ = Grundfläche des ungestörten Ausbruchkörpers

$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 c / (1,5 h_{ef})$ (c : kleinster Wert von c_1 oder c_2)

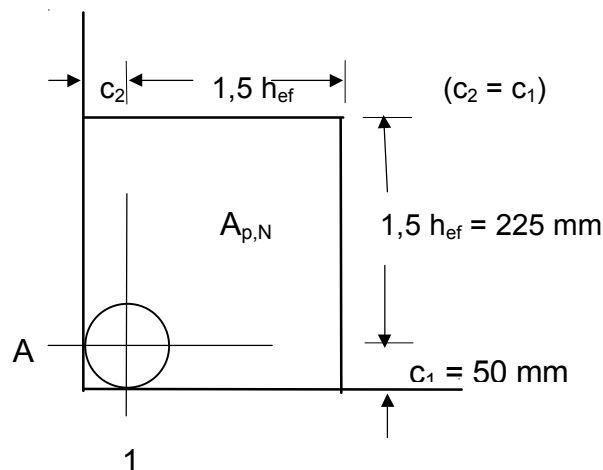


Bild 4.6: Fläche $A_{p,N}$ für Lasteinleitungsstelle 1/A (50/50mm Randabstand)

Grundfläche des ungestörten, randfernen Ausbruchkörpers:

$$A_{p,N}^{(0)} = (2 \cdot 225)^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

Grundfläche des reduzierten, randnahen Ausbruchkörpers:

$$A_{p,N(1/A)} = (50 + 225)^2 = 75625 \text{ mm}^2$$

Geometrischer Abminderungsfaktor $\psi = 0,7 + 0,3 \cdot 50 / 225 = 0,77$

Annahme für den ungestörten Ausbruch: $N_u^{(0)} = 20 \text{ kN}$

$$\text{Ausbruchlast } N_{u(1/A)} = 20,0 \text{ kN} \cdot (75625 \text{ mm}^2 / 202500 \text{ mm}^2) \cdot 0,77 = 5,74 \text{ kN}$$

Es wurden für alle 15 Lasteinleitungsstellen nach dem C- C- Verfahren die Flächen $A_{p,N}$ und die dazugehörigen Ausbruchlasten N_u ermittelt. In Tabelle 4.3 sind diese den experimentellen Bruchlasten aus Versuchsreihe I.1 gegenübergestellt.

Nachfolgend wurde exemplarisch die Versuchsreihe I unter Annahme einer randfernen, ungestörten Ausbruchlast von $N_U^{(0)} = 20 \text{ kN}$ nach dem C- C- Verfahren untersucht und die Ergebnisse mit den experimentell ermittelten Bruchlasten verglichen.

Dabei wurde die randferne Ausbruchlast $N_U^{(0)}$ hier nicht berechnet, sondern dafür die experimentell ermittelte Bruchlast für die weitest innenliegende Lasteinleitungsstelle (Achse 5/E) zugrundegelegt.

Stelle	$N_{U, \text{Experiment}}$ (kN)	$N_{U, \text{C- C- Verfahren}}$ (kN)	Differenz: a) in kN; b) in%	
1/A	6,79	5,74	1,07	16 (min.)
1/B	9,92	6,77	3,15	32
1/C	11,35	7,83	3,52	31
1/D	12,92	8,86	4,06	31
1/E	11,80	9,37	2,43	20
2/B	16,33	8,70	7,63	47 (max.)
2/C	17,82	10,00	7,82	44
2/D	18,03	11,36	6,67	37
2/E	18,49	12,04	6,45	35
3/C	20,15	12,50	7,65	38
3/D	19,08	14,17	4,9	26
3/E	18,58	15,00	3,58	19
4/D	18,56	17,25	1,31	7
4/E	19,27	18,26	1,01	5
5/E	20,03	20,00	≈ 0	≈ 0

Tabelle 4.3: Gegenüberstellung der Ausbruchlasten

Ergebnis:

Es ergaben sich über das C- C- Verfahren für alle Laststellen geringere Ausbruchlasten, als experimentell ermittelt. (I. M. liegt die Differenz bei 25 %, ausgehend von den experimentellen Werten). Das C- C- Verfahren zeigt eine nahezu proportionale Bruchlasterhöhung von den Rändern zum Platteninneren hin auf; bzw. ausgehend von der rechnerischen Bruchlast für die weitest innenliegende Stelle 5/E, die der experimentellen entsprach (20 kN) werden zum Rand hin für alle weiteren Stellen Bruchlasten erhalten, die darunter lagen. Bei den experimentell ermittelten Bruchlasten ist ein unstetiges Ansteigen vom Rand zum Platteninneren hin festzustellen. Hierbei stellt sich der Bereich von Achse 2 und 3 heraus mit experimentellen Ausbruchlasten, die bis zum zweifachen der nach dem C- C- Verfahren errechneten lagen. In Randnähe stellten sich für die Stellen 1/A

und 1/E relativ geringe Unterschiede (16% bzw. 20%) heraus. Die rechnerischen Ausbruchlasten der randfernen Stellen in Achse 4 und 5 entsprechen nahezu den experimentell ermittelten, da sie als Grundfall des ungestörten Ausbruchkörpers zugrundegelegt und somit gleichgesetzt wurden (rechnerische = experimentelle Ausbruchlast für Stelle 5/E). Als Ursache für die nicht kontinuierliche Änderungen der experimentellen Bruchlasten in Abhängigkeit von der Lasteinleitungsstelle können unterschiedliche Spannungsverteilungen durch ihre geometrische Lage und durch die Lagerbedingungen angenommen werden.

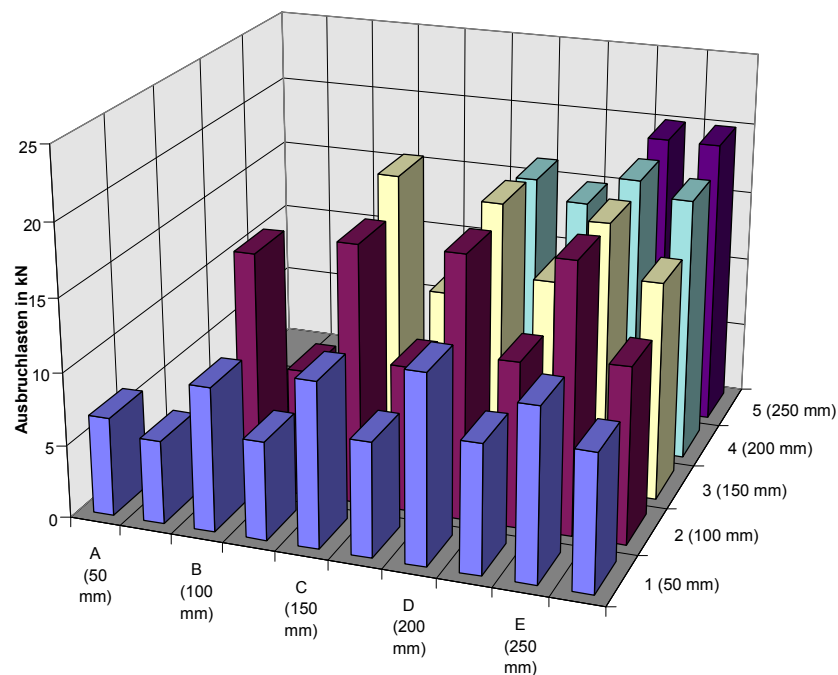


Bild 4.7: Vergleich der experimentellen Ausbruchlasten (jeweils linke Säule, in Buchstabenachse) mit den nach dem C- C- Verfahren errechneten Ausbruchlasten (jeweilige Säule jeweils rechts daneben)

5 Zugfestigkeit von Beton und Porenbeton

5.1 Allgemeines

In der Befestigungstechnik, dabei insbesondere bei Verankerungen in unbewehrten Bauteilen, ist die Ausnutzung der Zugfestigkeit des Betons für die Tragfähigkeit entscheidend. Maßgebend ist dabei die Bildung eines Ausbruchkegels, der durch Überschreitung der Zugfestigkeit über die Kegeloberfläche entsteht. Die Zugfestigkeit des Betons ist aber eine Materialkenngröße mit relativ weit gestreuter Unsicherheit, z.B. durch Gefügestörungen, unterschiedliche Materialzusammensetzung, Risse, Zwangsspannungen usw. Zur wirklichkeitsnahen Abschätzung der Tragfähigkeit kann diese durch Zugfestigkeitsprüfungen bestimmt werden. Diese sind jedoch äußerst aufwendig und werden somit nur in begrenzten Umfang durchgeführt. Weitgehend verbreiteter und weniger aufwendig ist die Durchführung von Druckfestigkeitsprüfungen an Beton, da insbesondere aufgrund seiner Funktion die Druckfestigkeit die am meisten interessierende Materialeigenschaft ist.

Zwischen der Druck- und der Zugfestigkeit besteht eine phänomenologische Abhängigkeit, was nahe legt, die Zugfestigkeit über die Druckfestigkeit zu beschreiben. Über die Auswertung von Druck- und Zugfestigkeitsprüfungen wurden empirische Gleichungen zur Bestimmung der Ausbruchlast festgelegt. Es wurden Betrachtungen über das Zug- Druck- Verhältnis bei Beton und insbesondere bei Porenbeton angestellt. Dabei wurden Umrechnungsfaktoren bestimmt und die Abhängigkeit zwischen Zug- und Druckfestigkeit untersucht.

5.2 Aussagen über die Zugfestigkeit

Bei der Bestimmung der Zugfestigkeit β_Z von Normalbeton über seine Druckfestigkeit β_C wird die beste Näherung bei der Umrechnung mit dem Exponenten $2/3$ über der Druckfestigkeit angenommen, somit über eine Beziehung $\beta_Z = k \cdot \beta_D^{2/3}$. Dabei ist k ein empirischer Faktor, der sich zwischen 0,17 und 0,35 bewegt, und zumeist mit 0,23 ... 0,25 angenommen wird [37, 39, 40,43].

In der Befestigungstechnik wird bei der rechnerischen Bestimmung von Ausbruchlasten bei Verankerungen in Beton die Druckfestigkeit über die Quadratwurzel berücksichtigt. Dabei wird die Bruchlast in Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit und der Verankerungstiefe angenommen [41, 44].

Im *Porenbetonhandbuch* [46] wird die Zugfestigkeit von Porenbeton mit etwa $1/10$ der Würfeldruckfestigkeit zugrundegelegt, die Biegezugfestigkeit mit ca. $1/5$ der Würfeldruckfestigkeit.

Im *YTONG- Handbuch* [47] liegt für „Gasbeton“ (Bezeichnung in der Ausgabe des Jahres 1974) eine Zugfestigkeit von 1/6 der Würfeldruckfestigkeit zugrunde, bzw. 4 kp/cm² bis 12 kp/cm². Die Biegezugfestigkeit wurde mit 1/5 der Würfeldruckfestigkeit angenommen, bzw. mit 5 kp/cm² bis 15 kp/cm².

In der *DIN EN 12602 „Vorgefertigte bewehrte Bauteile aus dampfgehärtetem Porenbeton“*, Entwurf Januar 1997 [58] wird die zentrische Zugfestigkeit mit 12% der Druckfestigkeit festgelegt: „Wenn keine genaueren Angaben vorliegen, darf die Zugfestigkeit unter Verwendung der folgenden Gleichungen abgeschätzt werden:“

zentrische Zugfestigkeit: $f_{ctk} = 0,12 f_{ck}$

Biegezugfestigkeit : $f_{ctlk} = 0,22 f_{ck}$

mit f_{ctk} und f_{ctlk} als charakteristische Werte der zentrischen- und der Biegezugfestigkeit und f_{ck} als charakteristischen Wert der Druckfestigkeit.

Im *Heft 209 vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton: „Festigkeit und Verformung von Gasbeton unter zweiaxialer Druck- Zug- Beanspruchung“* [52] werden u.a. Versuchsergebnisse von zentrischen Zugversuchen an zylinderförmigen Probekörpern dargestellt. Es handelt sich dabei um die ehemalige Güteklasse GS 35. Die Veröffentlichung dieser Untersuchungen stammt aus dem Jahr 1970. Nachfolgend werden daraus einige Versuchsergebnisse aufgeführt.

An Zylindern mit verschiedenen Durchmessern ergaben sich mittlere Druckfestigkeiten von 4,8 N/mm² und Zugfestigkeiten von 0,8 N/mm². Das ergibt ein Zug- / Druckverhältnis von ca. 0,17. Es wurde linear- elastisches Spannungs- Dehnungsverhalten mit Bruchdehnungen von 2,5 ‰ bei Druck und 0,4 ‰ bei Zug festgestellt. Die an Würfeln und Zylindern ermittelte Spaltzugfestigkeit lag bei 0,4 N/mm² und war niedriger als die zentrische Zugfestigkeit. Der E- Modul betrug ca. 2000 N/mm². Die hierzu untersuchten Proben hatten einen mittleren Feuchtigkeitsgehalt von 2% bei einer Rohdichte von ca. 560 kg/m³.

Im *Mauerwerk- Kalender 1997* sind umfangreiche Untersuchungen zum Zugtragverhalten von Porenbeton veröffentlicht. Sie wurden am Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, *ibac*, von *Schubert* und *Gonzales* durchgeführt [45]. Dabei wurden Ergebnisse aus zentrischen Zugversuchen an zylinderförmigen Prüfkörpern mit denen aus Druckversuchen verglichen und das Zug- / Druckverhältnis ermittelt, im Bericht bezeichnet mit $\alpha_{z, zyl} = \beta_{z, zyl} / \beta_{D, zyl}$. Die zylindrischen Prüfkörper unterschieden sich stark im Feuchtegehalt, der zwischen 0% und 52% lag, sowie in der Druckfestigkeit, die zwischen 1,88 N/mm² und 4,8 N/mm² lag. Für die Ermittlung des Wertes $\alpha_{z, zyl}$ lagen 18 Druck- und Zugfestigkeitswerte für 18 Versuchsreihen vor. Jede Versuchsreihe setzte sich aus 1 bis 6 Einzelversuchen zusammen. Über das Zug- / Druckverhältnis wurden nachfolgende Erkenntnisse erhalten:

Mit zunehmender Druckfestigkeit nimmt der Verhältniswert $\alpha_{z, zyl}$ ab. Bei den niedrigen Druckfestigkeiten wurde $\alpha_{z, zyl} = 0,23$ erhalten, bei den hohen Festigkeitswerten betrug dieser Wert ca. 0,14. Somit liegt kein lineares Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit vor. Es wurde näherungsweise für eine Umrechnung der Wert $\alpha_{z, zyl} = 0,17$ vorgeschlagen. Ein weiterer Einfluss auf das Verhältnis der Zug- zur Druckfestigkeit ist der Feuchtegehalt, mit dessen Zunahme auch $\alpha_{z, zyl}$ anwächst. Höherer Feuchtegehalt mindert die Festigkeit allgemein. Die Druckfestigkeit nimmt mit ansteigendem Feuchtegehalt stärker ab, als die Zugfestigkeit.

Die Ergebnisse des *ibac* werden im Kapitel 5.4 eingehender diskutiert. Dabei wird zusätzlich der Einfluss der Variation von verschiedenen Exponenten über der Druckfestigkeit für die Umrechnung auf die Zugfestigkeit untersucht.

5.3 Variation bei Exponenten für die Umrechnung von der Druck- auf die Zugfestigkeit

Beim reinen Kegelausbruch, wie auch beim Ausbruchkegel kombiniert mit Biegezugbruch, ist das Überschreiten der Zugfestigkeit des Porenbetons bruchverursachend. Aufgrund der experimentellen Bruchlasten und der ermittelten Würfel-druckfestigkeiten der 4 Versuchsreihen wurden Verhältniswerte zwischen Bruchlast N_U und der Druckfestigkeit β_D gebildet. Unter Annahme einer Abhängigkeit der Zugfestigkeit -und somit der Ausbruchlast- zur Druckfestigkeit sollte festgestellt werden, bei welchem Exponenten über der Druckfestigkeit das Verhältnis zur Bruchlast die geringste Abweichung aufzeigt, d.h. $\Sigma (\beta_D^{\text{Exponent}} / N_U) \rightarrow \min$, mit β_D als Würfel-druckfestigkeit, einem variierenden Exponenten über der Würfel-druckfestigkeit und N_U als jeweilige Bruchlast aus 118 Einzelversuchen.

Es wurden dabei für alle 15 Lasteinleitungsstellen, jeweils über die 8 experimentellen Bruchlasten (4 Versuchsreihen, jeder Versuch zweifach) und den zugehörigen Würfel-druckfestigkeiten die Verhältniswerte $\beta_D^{\text{Exponent}} / N_U$ ermittelt. Für diese wurde dann der Mittelwert und der Variationskoeffizient gebildet. Der Vorgang wurde für jede Lasteinleitungsstelle und dabei für insgesamt 6 verschieden gewählte Exponenten durchgeführt. Die Exponenten wurden wie folgt gewählt: 0,3 - 0,5 - 0,667 - 0,75 - 0,85 und 1,0. Anschließend wurde aus den zugehörigen statistischen Werten für jeden Exponenten die Abweichung unter allen 15 Lasteinleitungsstellen bestimmt. Somit ergab sich für jeden Exponenten *ein* Variationskoeffizient aus *allen* Lasteinleitungsstellen.

Ergebnis:

Bei Mittelung der Variationskoeffizienten aus allen Lasteinleitungsstellen ergab sich für das Verhältnis $\beta_D^{\text{Exponent}} / N_U$ die geringste Abweichung für den Bereich zwischen den Exponenten 0,667 und 0,85 in Höhe von jeweils $v = 7,3\%$. Beim Exponenten 0,75 lag dieser Wert mit $v = 7,15\%$ noch geringfügig darunter und

war somit der niedrigste. Für die Exponenten 0,5 und 1,0 betrug die Abweichung jeweils $v = 8,4\%$ an. Der Exponent 0,75 über der Druckfestigkeit brachte die beste Näherung bei der Umrechnung von Druck- auf Zugfestigkeit. In Tabelle 5.1 sind die Variationskoeffizienten für die untersuchten Exponenten aufgestellt.

In der aufgeführten Literatur unter Kapitel 5.1 sowie unter [40, 43] wurde sich bei der Umrechnung auf die Exponenten 1,0 sowie 0,667 oder 0,5 bezogen. Bei Gegenüberstellung von nur diesen drei Fällen zeigte sich der Exponent 0,667 als genauerer Wert. Somit ist auch der Exponent 0,667 ($2/3$) als hinreichend genauer Wert annehmbar und kann auch bei Porenbeton zur Umrechnung von der Druckfestigkeit auf die Zugfestigkeit empfohlen werden. Auch die hier ermittelten Werte sind versuchs- und umweltbedingt, d.h. sie geben somit auch nur eine Näherung an.

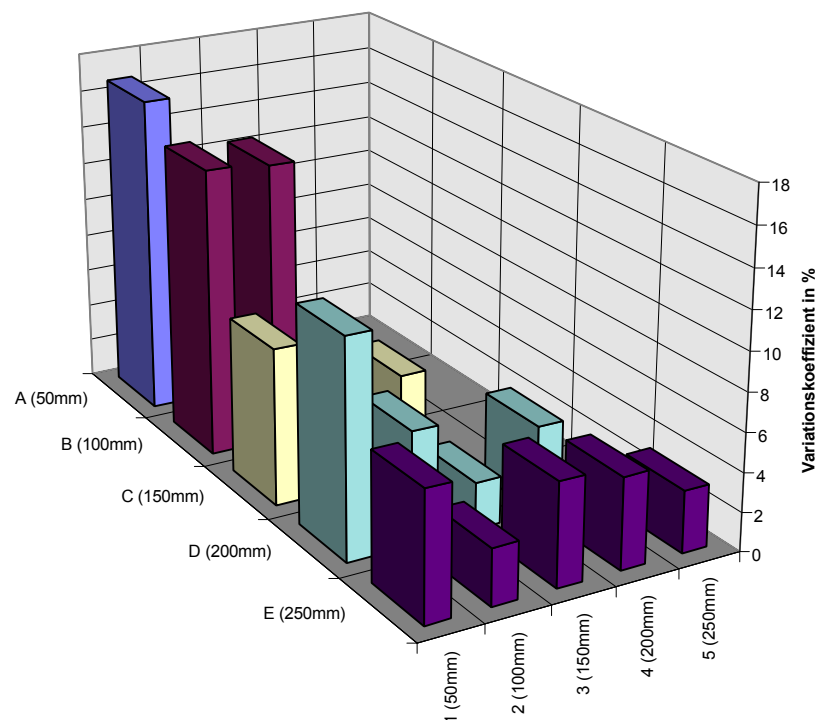


Bild 5.1: Variationskoeffizienten für das Verhältnis $\beta_D^{2/3} / N_U$ für alle Lasteinleitungsstellen

Im Balkendiagramm, Bild 5.1, sind für den Exponenten $2/3$ für alle Lasteinleitungsstellen aus den jeweils 8 Verhältniswerten β_D / N_U die Variationskoeffizienten dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass bei den ecknahen Lasteinleitungsstellen eine relativ große Variation vorhanden ist.

Getrennte Betrachtung von verschiedenen Bereichen der Lasteinleitung

Die zuvor für verschiedene Exponenten ermittelten Variationskoeffizienten für das Verhältnis $\beta_D^{\text{Exponent}} / N_U$ basieren auf den Mittelwerten von allen 15 Lasteinleitungsstellen. Bei einer differenzierten Betrachtung der Lasteinleitungsstellen war festzustellen, dass im eck- und randnahen Bereich (Achse 1 und Stelle 2/B) auch unter Verwendung verschiedener Exponenten größere Variationskoeffizientenermittelt wurden, als bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen. Für den äußeren Bereich ergaben sich Variationskoeffizienten für den Exponenten 0,667 in Höhe von bis zu ca. 16%. Die weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen zeigten Variationskoeffizienten von ca. $v = 4\%$ auf. Dieser Unterschied zwischen beiden Lasteinleitungsbereichen weist somit eine größere Unsicherheit für die Randnähe auf, bei denen sich reine Kegelausbrüche bildeten, gegenüber den weiter innenliegenden Stellen mit vorwiegend kombinierten Brüchen.

Es ist anzunehmen, dass Einflüsse aus der Spannungsverteilung, wie z.B. Spannungsspitzen an den Lochrändern, insbesondere bei randnahen Lasteinleitungsstellen diese Ungenauigkeiten hervorrufen.

Die Untersuchung diente zur Ermittlung der Variation von verschiedenen Exponenten über der Druckfestigkeit zur Umrechnung auf die Zugfestigkeit.

Zur Ermittlung der Ausbruchlasten wird, insbesondere für randnahe Lasteinleitungsstellen, bei Ausbruchgleichungen der Exponent 0,667 über der Druckfestigkeit empfohlen.

Exponent	0,33	0,5	0,667	0,75	0,85	1,0
a) für alle Lasteinleitungsstellen v (%)	10,0	8,4	7,3	7,15	7,3	8,4
b) für randnahe Lasteinleitungsstellen v (%)	13,0	12,3	12,0	12,2	12,45	13,6
c) für weiter innenliegende Lasteinleitungsstellen v (%)	7,9	5,7	4,1	3,8	3,8	5,0

Tabelle 5.1: Mittlere Variationskoeffizienten v für die Ermittlung der Zugfestigkeit unter Annahme verschiedener Exponenten über der Druckfestigkeit auf Grundlage der Experimente dieser Arbeit. Die niedrigsten Variationskoeffizienten für verschiedene Lasteinleitungsbereiche sind eingerahmt.

5.4 Bestimmung des Verhältnisses der Zug- zur Druckfestigkeit unter Berücksichtigung verschiedener Exponenten auf Grundlage von Versuchsergebnissen

Weiterführende Betrachtungen der Untersuchungen des *ibac* [45]

Im Bericht des *ibac* wird näherungsweise eine lineare Umrechnung von der Druck- auf die zentrische Zugfestigkeit mit dem Verhältniswert $\alpha_{Z,Zyl} = 0,17$ vorgeschlagen, d.h. die Bestimmung der Zugfestigkeit über

$$\beta_{Z,Zyl} = 0,17 \beta_{D,Zyl}.$$

Nachfolgende Untersuchungen wurden auf der Grundlage von Versuchsergebnissen (Druck- und zentrische Zugversuche an Porenbeton) des *ibac*, Aachen, durchgeführt.

Dabei wurde an dieser Stelle unter Berücksichtigung von 7 bzw. 8 verschiedenen Exponenten über der Druckfestigkeit für eine Umrechnung auf die Zugfestigkeit der Exponent mit der geringsten Abweichung ermittelt. Die gewählten Exponenten lagen zwischen 0,33 und 1,0 bzw. 1,1. Außerdem wurden drei separat festgelegte Festigkeitsbereiche betrachtet:

- a) für alle Versuche, d.h. für die mit Druckfestigkeiten zwischen $1,84 \text{ N/mm}^2$ und $4,8 \text{ N/mm}^2$,
- b) für Versuche mit Druckfestigkeiten über $2,5 \text{ N/mm}^2$ und
- c) für Versuche mit Druckfestigkeiten über $4,0 \text{ N/mm}^2$.

Die Verhältniswerte bzw. Umrechnungsfaktoren sind hier mit c_T bezeichnet. Es wurde für diese Untersuchung unter Berücksichtigung eines Exponenten über der Druckfestigkeit die Gleichung $\beta_{Z,Zyl} = c_T \cdot \beta_{D,Zyl}^{\text{Exponent}}$ verwendet.

Ergebnis:

Zu a) Unter Einbeziehung aller Versuche stellte sich bei der Umrechnung von der Druck- auf die Zugfestigkeit für den Exponenten 0,667 über der Druckfestigkeit die geringste Abweichung heraus. Dabei betrug der Variationskoeffizient $v = 10,4 \%$. Bei niedrigeren sowie bei höheren Exponenten stieg die Abweichung an. Sie betrug für den niedrigsten (0,33) und den höchsten (1,0) untersuchten Exponenten etwa 15%, Tabelle 5.2. Bei Verwendung des Exponenten 0,667 betrug der Umrechnungsfaktor $c_T = 0,256$. Dieser ist etwa gleich groß wie der unter Kapitel 5.1 angegebenen Faktor für Normalbeton, bei dem ebenfalls der Exponent 0,667 über der Druckfestigkeit verwendet wurde. Für den Exponenten 1,0 ergab sich der vom *ibac* vorgeschlagene Umrechnungsfaktor in der Größe von etwa 0,17.

Zu b) Unter Berücksichtigung der Druckfestigkeiten über $2,5 \text{ N/mm}^2$ stellte sich für den Exponenten 1,0 die geringste Variation mit etwa 10% ein. Für die Umrechnungsfaktoren c_T waren gegenüber a) keine merklichen Änderungen festzustellen. Bei Exponenten $> 1,0$ stieg die Variation überproportional an.

c) Hierfür lagen die Mittelwerte für 4 Versuchsserien aus jeweils 5 Einzelprüfungen vor. Die Druckfestigkeiten lagen dabei zwischen $4,28 \text{ N/mm}^2$ und $4,8 \text{ N/mm}^2$.

Es stellte sich unter allen Exponenten ein etwa gleich großer Variationskoeffizient in Höhe von ca. 10% ein.

Es kann festgehalten werden, dass der Exponent $2/3$ auch bei merklich unterschiedlichen Druckfestigkeiten die geringste Variation für die Umrechnung auf die Zugfestigkeit aufzeigt. Bei höheren Festigkeiten zeigt der Exponent 1,0 eine etwas geringere Variation gegenüber niedrigeren Exponenten auf. Sowohl die Verwendung des Exponenten $2/3$, wie auch 1,0 über der Druckfestigkeit kann für die Umrechnung auf die Zugfestigkeit als näherungsweise zutreffend angenommen werden. Ungenauigkeiten oder Unterschiede in der Prüftechnik und andere Einflussfaktoren, wie unterschiedliche Feuchtegehalte der Proben liefern immer Unsicherheiten, die eine stets exakte Umrechnung nur schwer möglich machen.

Auf Grundlage der Versuchsergebnisse des *ibac* können somit nachfolgende Gleichungen zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit näherungsweise angenommen werden:

$$\beta_{z, zyl} = 0,17 \quad \beta_{D, zyl}, \text{ nach } ibac \quad (5.1)$$

$$\beta_z = 0,256 \beta_D^{2/3}, \quad (5.2)$$

hier ermittelt, auf Grundlage der *ibac*- Versuchsergebnisse.

Gleichung 5.2 zeigt sehr gute Übereinstimmung mit der zumeist verwendeten Umrechnung für die Ermittlung der Zugfestigkeit über die Druckfestigkeit bei Normalbeton. Nachfolgend sind die für Kapitel 5.3 erhaltenen Ergebnisse tabellarisch dargestellt. Eingerahmt sind die Umrechnungsfaktoren c_T mit der geringsten Variation.

Exponent	0,33	0,5	0,6	0,667	0,75	0,85	1,0	1,1
a) alle Festigkeiten								
c_T	0,374	0,307	0,275	0,256	0,233	0,209	0,177	
v (%)	15,5	11,8	10,6	10,4	10,6	11,8	15,0	
b) $\beta_{D, zyl} > 2,5 \text{ N/mm}^2$								
c_T	0,39	0,31	0,273	0,252	0,224	0,197	0,162	0,159
v (%)	16,7	14,0	12,7	12,2	11,0	10,2	9,9	17,6
c) $\beta_{D, zyl} > 4,0 \text{ N/mm}^2$								
c_T	0,43	0,334	0,287	0,259	0,229	0,196	0,156	
v (%)	10,1	9,9	10,0	9,9	10,0	9,9	10,0	

Tabelle 5.2: Umrechnungsfaktoren c_T und Variationskoeffizienten v für die Ermittlung der Zugfestigkeit unter Annahme verschiedener Exponenten über der Druckfestigkeit aufgrund der *ibac*- Versuche.

5.5 Variation bei Exponenten auf Grundlage der Biegezugbrüche und numerischer Untersuchungen

Unter Miteinbeziehung von numerisch ermittelten Zugspannungen an der Plattenunterseite unter den Bruchlasten wurden weitergehende Untersuchungen hinsichtlich der Abhängigkeit zwischen Druck- und Zugfestigkeit geführt. Diese wurden mit Hilfe der Finite- Element- (F- E-) Methode durchgeführt. In Kapitel 6 wird die F- E- Methode eingehender behandelt und angewandt.

Bei den Experimenten, insbesondere bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen, ergaben sich mit Biegezugbruch kombinierte Ausbruchkegel, sowie globale Biegezugbrüche (Kapitel 3.4.1).

Diese Untersuchungen wurden für insgesamt 21 Biegezugbrüche aus den 4 Versuchsreihen durchgeführt. Die Anzahl ist dabei eingeschränkt auf die 9 numerisch untersuchten Lasteinleitungsstellen (Kapitel 6.2.1).

Von 21 Biegezugbrüchen, die bei 5 der 9 numerisch untersuchten Lasteinleitungsstellen auftraten, handelte es sich in 17 Fällen um kombinierte Kegel- und Biegezugbrüche und in 4 Fällen um globale Biegezugbrüche.

Lasteinleitungsstelle	Anzahl der kombinierten Brüche	Anzahl der Biegezugbrüche des gesamten Körpers
2/D	2	0
3/C	1	0
3/E	6	1
4/D	3	2
5/E	5	1

Tabelle 5.3: Anzahl der kombinierten- und Biegezugbrüche für 5 Lasteinleitungsstellen

Für alle diese Fälle lagen die experimentellen Bruchlasten, die Würfeldruckfestigkeiten und die numerisch ermittelten Biegezugspannungen an der Plattenunterseite unter Belastung vor. Unter Verwertung dieser Informationen erfolgte die Ermittlung der Umrechnungsfaktoren c_T über folgende Vorgehensweise:

1. Numerische (linear- elastische) Berechnung der Zugspannungen an der Plattenunterseite unter Aufbringung von insgesamt 21 aus den 4 Versuchsreihen bekannten Bruchlasten bei 5 Lasteinleitungsstellen.
2. Über die jeweils ermittelte Zugspannung und über die bekannte Würfeldruckfestigkeit β_D wurden Beiwerte c_T festgelegt über:

$$c_T = \sigma_u / \beta_D^{\text{Exponent}} \quad \text{mit}$$

- c_T : zu ermittelnder Umrechnungsfaktor
 σ_u : unter 1. ermittelte Zugspannung an der Plattenunterseite für jeden der 21 untersuchten Fälle
 $\beta_D^{\text{Exponent}}$: aus jeweiliger Versuchsserie bekannte Würfeldruckfestigkeit mit gewählten, variierenden Exponenten.

Die Untersuchung wurde für 8 verschiedene Exponenten zwischen 0,33 und 1,1 durchgeführt.

Ergebnis:

Für die verschiedenen Exponenten über der Druckfestigkeit zur Bestimmung der Zugspannung wurde für die Variation kein bedeutender Unterschied festgestellt. Die beste Näherung zeigte die Anwendung des Exponent 0,75 mit $v = 9,2\%$. Für die Exponenten 0,667 und 1,0 wurde jeweils $v = 10,25\%$ erhalten. Es zeigt sich, dass der Bereich zwischen 0,667 und 1,0 für die Exponenten zur Umrechnung angenommen werden kann.

Exponent	0,33	0,5	0,6	0,667	0,75	0,85	1,0	1,1
c_T	0,24	0,18	0,15	0,1335	0,113	0,097	0,075	0,063
v (%)	12,9	11,5	10,8	10,25	9,2	9,9	10,25	10,8

Tabelle 5.4: Umrechnungsfaktoren c_T und Variationskoeffizienten v für die Ermittlung der Bruchspannungen an der Plattenunterseite bei den Experimenten unter Annahme verschiedener Exponenten über der Druckfestigkeit

Unter Annahme des Exponenten 0,667 (2/3) über β_D beträgt die Gleichung für die Ermittlung der Biegezugspannung an der Plattenunterseite:

$$\beta_{bz} = 0,1335 \cdot \beta_D^{2/3} \quad (5.3)$$

Die errechneten Spannungen an der Plattenunterseite in Höhe von ca. 0,40.. 0,45 N/mm² unter Bruchlast lagen bei oder etwas unterhalb der angenommenen zentrischen Zugfestigkeit von Porenbeton, die mit ca. 10% seiner Würfeldruckfestigkeit angenommen wurde.

Der hier ermittelte Faktor 0,1335 ist nur etwa halb so groß, wie der für zentrischen Zug ermittelte Faktor 0,25. Die Bruchspannung tritt somit beim Kegelausbruch mit Biegezugbruch an der Plattenunterseite schon unter einem merklich kleineren Umrechnungsfaktor c_T auf. Maßgebend dafür sind Unterschiede im Tragverhalten und der Spannungsverteilung. Zentrischer Zug an Zylindern und der Kegelaus-

bruch kombiniert mit Biegezugbruch basieren auf verschiedenen Bruchmechanismen und sind somit nicht direkt vergleichbar.

Bestimmung des 5%- Quantils für die Ermittlung der Zugfestigkeit

Für die Gleichung $\beta_{bZ} = c_T \cdot \beta_D^{2/3} = 0,1335 \cdot \beta_D^{2/3}$ wurde für β_{bZ} das 5%- Quantil $\beta_{bZ(5\%)}$ ermittelt, auf der Grundlage der jeweiligen 5%- Quantile von c_T und $\beta_D^{2/3}$. Der zugehörige Variationskoeffizient für c_T ist mit $v = 10,25\%$ bekannt. Für die Betonfestigkeiten liegen aus den 4 Versuchsreihen die insgesamt 4 Mittelwerte vor, jedoch keine direkt daraus stammenden statistischen Informationen. Es wurden dafür insgesamt 4 Jahresstatistiken für Würfeldruckfestigkeitsprüfungen eines Porenbetonherstellers herangezogen. Der größte Variationskoeffizient betrug dabei $v = 9,9\%$. Er wird nachfolgend zugrundegelegt.

Unter Berücksichtigung des Fehlerfortpflanzungsgesetzes kann der 5%- Quantilwert für β_{bZ} festgelegt werden (unter Berücksichtigung der 5%- Quantilwerte, jeweils von c_T und β_C).

Gleichung für den Normwert der Betonzugfestigkeit unter Berücksichtigung des 5%- Quantilwertes gilt nachfolgende Gleichung nach [39]:

$$\beta_{bZ(5\%)} = \underline{c}_T \cdot \beta_D^{2/3} \cdot (1 - 1,64 \cdot \sqrt{v_{cT}^2 + (2/3 \cdot v_{\beta C})^2}) \quad (5.4)$$

unter Verwendung der nachfolgenden Werte

$$\underline{c}_T = 0,1335$$

$$\beta_D = \text{Betondruckfestigkeit}$$

$$v_{cT} = 10,25\% \text{ (Variationskoeffizient für den Verhältnisswert } c_T \text{)}$$

$$v_{\beta C} = 9,9\% \text{ (maximaler Variationskoeffizient aus Jahresstatistiken 1995 und 1996) ergibt sich}$$

$$\begin{aligned} \beta_{bZ(5\%)} &= 0,1335 \cdot \beta_D^{2/3} \cdot (1 - 1,64 \cdot \sqrt{(0,1025)^2 + (2/3 \cdot 0,099)^2}) \\ &= 0,1335 \cdot \beta_D^{2/3} \cdot 0,8 \end{aligned}$$

$$\beta_{bZ(5\%)} = 0,1067 \cdot \beta_D^{2/3} \quad (5.5)$$

Die Untersuchungen im Kapitel 5.5 lieferten Gleichungen zur Bestimmung der Zugspannung an der Plattenunterseite, die unter der Bruchlast auftreten. Diese lagen merklich unter den angenommenen Biegezugspannungen des Porenbetons. Als Ursache dafür ist der komplizierte Versagensmechanismus der kombinierten Brüche anzunehmen.

6 Numerische Spannungsuntersuchungen an Finite- Element- (FE)-Modellen

6.1 Einleitung

Durch die Versuche, Kapitel 3, wurden Ausbruchlasten ermittelt und Versagensbilder gewonnen, die Aufschluss über den Versagensmechanismus gaben. Eine Verallgemeinerung dieser Resultate, z. B. über ein allgemein gültiges Bemessungskonzept, war nur im eingeschränkten Rahmen möglich, Kapitel 4. Einflüsse anderer Parameter, wie z. B. eine veränderliche Geometrie, konnten aus den Versuchsergebnissen heraus alleine nicht extrapoliert werden. Durch eine Verbindung der Versuchsergebnisse mit numerischen Berechnungen war es möglich, weitere Parameter zu berücksichtigen und somit das Bemessungskonzept auszudehnen bzw. zu ergänzen.

Die numerische Untersuchungen brachten wichtige Erkenntnisse über Ort und Größe der Spannungen. Das bei den Experimenten festgestellte Verhalten bis zum plötzlichen Spröbruch legte nahe, über linear- elastische Berechnungen den Spannungszustand unmittelbar vor Brucheintritt zu bestimmen.

Anschließend wurden über iterative Vorgehensweisen Rissimulationen durchgeführt, d.h. die Bruchentwicklung wurde numerisch nachvollzogen.

Mathematisch geschlossene Lösungen sind ohne zu großen Aufwand nur für geometrisch einfache Strukturen möglich. Bei beliebigen Geometrien kann das Spannungs- und Verformungsverhalten mit hinreichender Genauigkeit nur über numerische Näherungsverfahren ermittelt werden. Zur Berechnung komplizierterer Strukturen, wie bei räumlichen und geometrisch diskontinuierlichen Modellen, bietet sich die Finite- Element- Methode (FEM) an. Sie ist ein diskretes, numerisches Näherungsverfahren, das unter vielen anderen Anwendungsbereichen auch für strukturmechanische Analysen angewendet wird. Dabei wird die zu berechnende Struktur in einzelne, „endliche“ (= finite) Elemente unterteilt, die untereinander über Knoten verbunden sind. Unbekannte sind dabei die zu berechnenden Knotenverschiebungen, die über Polynomansätze bestimmt werden [66, 67].

Nachfolgend werden unter Verwendung des FE- Programmsystems ANSYS [65] an modellierten Versuchskörpern linear- elastische Spannungsanalysen, sowie Rissimulationen durchgeführt.

6.2 Allgemeines zur Modellierung mit dem FE- Programmsystem ANSYS

Für die Idealisierung eines räumlichen, homogenen Modells eignen sich vorzugsweise Volumenelemente. Im vorliegenden Fall sind dies die in der ANSYS- Elementbibliothek enthaltenen 8- knotigen isoparametrischen Volumenelemente Solid45 und Solid65. Die Solid45- Elemente bieten sich für line-

ar- elastische Spannungsanalysen an, das Solid65 eignet sich außerdem für Anwendungen wie z. B. nichtlineares Materialverhalten, und bei iterativen Risssimulationen. Einer FE- Modellierung vorausgehend müssen Betrachtungen hinsichtlich der geometrischen Anordnung und Dichte der Elemente für bestimmte Bereiche angestellt werden. Diese Betrachtungen werden im Anschluss an die nachfolgende Beschreibung für die Reihenfolge einer Vernetzung beschrieben.

Die Vernetzung einer Struktur, die sich auch aus geometrisch unterschiedlichen Bereichen zusammensetzen kann, findet bei ANSYS in einer bestimmten Reihenfolge statt, genannt „Solid Modeling“. Dabei werden beim Modellaufbau hintereinander festgelegt:

- *Punkte* , auch „*Keypoints*“ genannt
- *Linien*
- *Flächen*
- *Volumen*.

Punkte stellen die Eckpunkte eines geometrischen Bereiches dar. Oft ist es aus geometrischen Gründen erforderlich, auch *Zwischenpunkte* festzulegen.

Linien sind die Verbindungen unter den *Punkten* und stellen auch die Außenkanten der einzelnen Bereiche dar. Sie können als Geraden erzeugt, oder auch gerundet dargestellt werden. Für die spätere Elementgenerierung ist es erforderlich, die *Linien* in Abschnitte zu unterteilen, die die Elementkantenlängen festlegen. Dabei können örtliche Netzverdichtungen vorgegeben werden.

Flächen müssen bei zweidimensional idealisierten Strukturen über die *Punkte* festgelegt werden und werden bei der Erstellung von *Volumen* automatisch miterzeugt.

Volumen werden über Angabe der sie einschließenden *Eckpunkte* erzeugt.

Danach wird die automatische Vernetzung vorgenommen. Die einzelnen *Volumen* werden dabei entlang ihrer gemeinsamen Kanten über die Elementknoten verbunden. Die Vernetzung beruht auf einer geometrisch verträglichen Festlegung der zuvor erstellten *Linien* und *Volumen*. Z.B. müssen gegenüberliegende *Linien* bei der Erzeugung von viereckigen Elementen die gleiche Zahl der Unterteilungen besitzen; an den Schnittstellen benachbarter *Volumen* müssen die Elementknoten zusammenfallen; die Winkel der Elemente dürfen nicht zu spitz sein; usw.

Nachfolgend sei ein generiertes Linien- und Volumenmodell eines Versuchskörpers dargestellt.

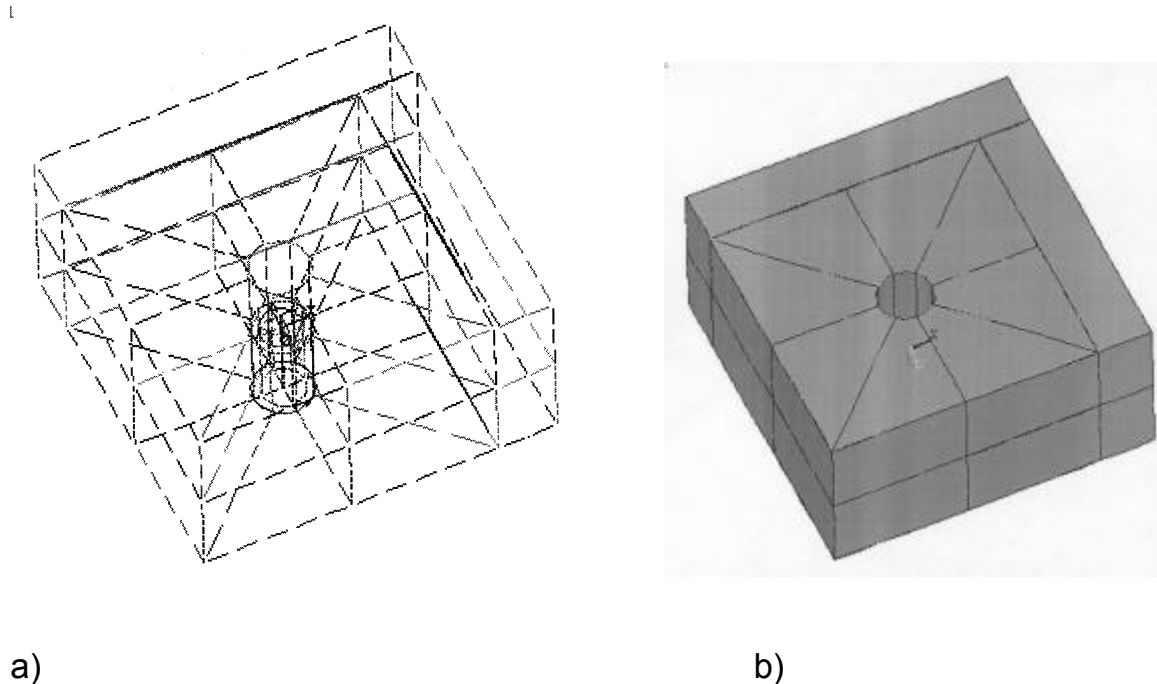


Bild 6.1: Aufbau bei der Vernetzung des Modells

a) Linienunterteilung; b) einzelne Bereiche als Volumen generiert

Die Eingabesequenz, z. B. für eine linear- elastische Berechnung, wird nach folgendem Ablauf vorgenommen:

Über den *Preprozessor* werden Elementtyp und -geometrie sowie Materialdaten festgelegt. Dann wird die Vernetzung des Modells vorgenommen.

Anschließend wird der Berechnungs- oder *Solution- Prozessor* aufgerufen. In ihm werden Berechnungstyp (z. B. Statik), die Belastung und die Randbedingungen festgelegt. Die Berechnung wird gestartet und durchgeführt.

Über den *Postprozessor* werden die Ergebnisse wiedergegeben. Bei einer linear- elastischen statischen Berechnung sind dies die Verformungen und die Element- oder Knotenkräfte. Ergebnisse einer Berechnung können auf Flächen und Volumen als Isolinien, als farbschattierte Bilder oder als Vektoren dargestellt werden. Die Ergebnisdarstellung als Knotenkräfte bringen ein übersichtlicheres, kontinuierliches Spannungsfeld, da die Ergebnisse auf die Elementknoten extrapoliert und dort gemittelt werden. Bei der Darstellung als Elementkräfte sieht man Spannungssprünge von einem Element zum anderen. Diese Darstellung ist bei diskontinuierlichen Strukturen, z.B. bei unterschiedlichen Materialien, angebracht.

6.3 Festlegung der numerisch untersuchten Lasteinleitungsstellen und FE- Modellierung

6.3.1 Allgemeines

Für die insgesamt 15 verschiedenen Lasteinleitungsstellen der Versuchskörper wurden für neun Lasteinleitungsstellen Finite- Element- Idealisierungen mit dem Programmsystem ANSYS vorgenommen. Dabei wurden mittels Volumenelementen räumliche Modelle unter idealisierten Randbedingungen erstellt. Es war eine separate Vernetzung für jede einzelne der 9 Stellen erforderlich. Die untersuchten Stellen befanden sich in einem Rasterabstand von zwei Achsen, d.h. im Grundriss wurde jede zweite Lasteinleitungsstelle untersucht. Es wurde davon ausgegangen, dass somit ausreichend Aufschlüsse über den Einfluss der Lasteinleitungsstellen und ihre Auswirkungen auf Spannungsverteilung und Bruchvorgänge gewonnen wird.

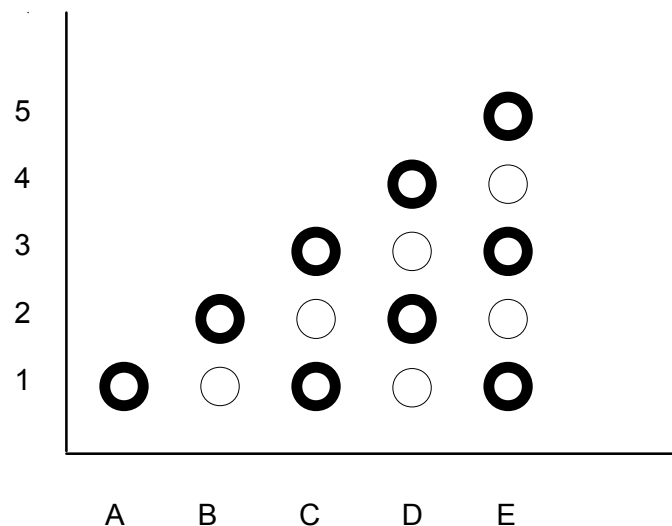


Bild 6.2: Festlegung von 9 Lasteinleitungsstellen (dick umrandet) für die FE-Modellierung

6.3.2 Elemente und Material

Bei den Solid45- und Solid65- Elementen handelt es sich um 8- knotige, isoparametrische Volumenelemente. Bei einer FE- Modellierung werden diese untereinander über ihre Eckknoten gekoppelt. Jeder Knoten besitzt insgesamt drei Verschiebungsfreiheitsgrade. Wegen der räumlichen Wirkung stellen diese auch die Verdrehungsfreiheitsgrade.

Für das Modell wurde zugrundegelegt:

- 1) Der Versuchskörper aus Porenbeton
- 2) Die Lastplatte aus Stahl die Elementierung hier orthogonal vorgenommen

zu 1) Es wurde vereinfacht isotropes Materialverhalten zugrundegelegt mit den für Porenbeton üblich verwendeten Materialkennwerten [46, 52]. Der Elastizitätsmodul wurde mit $E = 2000 \text{ N/mm}^2$ und die Querdehnzahl mit $\nu = 0,22$ festgelegt. Das matrixporige Material aus Luft und Zellwänden (aufgeblähte Feinmörtelmatrix) wurde aus der Makroebene heraus näherungsweise als homogen betrachtet.

zu 2) die gegenüber 1) wesentlich steifere Lastplatte wurde mit den Materialkennwerten von Stahl idealisiert mit $E = 200000 \text{ N/mm}^2$ und $\nu = 0,3$.

6.3.3 Geometrie und Randbedingungen

Die Breite des Modells wurde mit $b = 600 \text{ mm}$ festgelegt und entsprach somit etwa der Systembreite des insgesamt 625 mm breiten Versuchskörpers. Die Gesamtdicke des Modells war 300 mm . Dabei wurde der effektive (untere) Bereich mit $h_{\text{ef}} = 150 \text{ mm}$ festgelegt und in 5 bis 8 Horizontalschichten unterteilt. Der darüber liegende, ebenfalls 150 mm dicke Bereich wurde bei allen Modellen mit 3 Schichten festgelegt. Für die Länge wurde für das Modell gegenüber dem Original das reduzierte Maß von 600 mm gewählt. Dabei wurde für die Idealisierung der hintere, im Versuch über 2 Querprofile gelagerte Bereich durch entsprechende Wahl der Randbedingungen vernachlässigt. Ersatzweise wurde der Bereich der hinteren Lagerleiste als volleingespannt angenommen.

Die Volleinspannung beim verkürzten Modell bewirkt ein steiferes Verhalten, als die beiden Querlinienlager. Diese Annahme konnte getroffen werden, da der hintere Bereich des Versuchskörpers nicht mehr im Ausbruchbereich des Kegels liegt und die Spannungen dort weniger von Interesse sind.

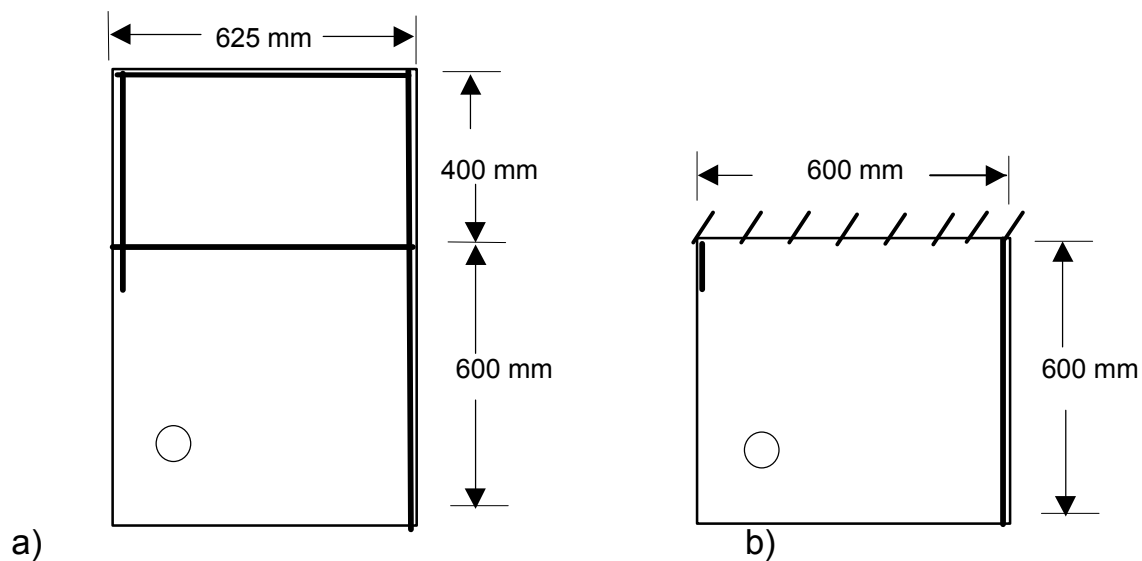


Bild 6.3: Versuchskörpergrundriss mit Randbedingungen

a) Original- Versuchskörper

b) für FE- Modell

Die Einspannung der hinteren Querseite wurde durch Sperrung der drei Verschiebungsfreiheitsgrade aller Knoten der hinteren Stirnfläche bewirkt. Die Längslinienlager (links 100 mm, rechts 600 mm) wurden durch Sperrung der Vertikalverschiebung der Elementknoten an der unteren Kante erzeugt.

6.3.4 Modellierung

Aufgrund des kreisförmigen Lasteinleitungsbereiches (mit tendenziell zu erwartender rotationssymmetrischer Spannungsverteilung in diesem Bereich) und der rechteckigen Grundriss- und Lagergeometrie ergaben sich im Grundriss zwei unterschiedliche Vernetzungsbereiche:

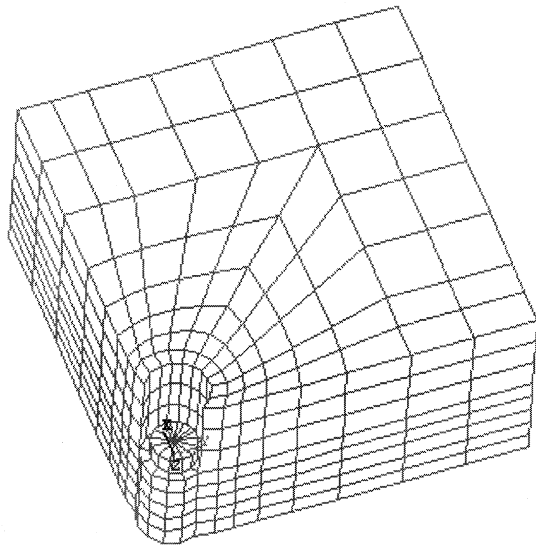
- a) der Lasteinleitungsbereich mit rotationssymmetrischer Vernetzung,
- b) der davon abliegende Bereich (außerhalb des angenommenen Ausbruchkegels) bzw. der Lagerbereich, mit orthogonaler Vernetzung.

Zu a): aufgrund der kreisförmigen Loch- und Lastplattengeometrie wurde dieser Bereich möglichst rotationssymmetrisch vernetzt. Somit wird neben der Lochgeometrie auch der zu erwartende rotationssymmetrische Spannungszustand, insbesondere in der Lasteinleitungsebene, im Modell angepasst. Dieser Bereich wurde am feinsten vernetzt, mit Elementbreiten von ca. 20 mm am Lochrand. Insbesondere im Bereich des anzunehmenden Kegelausbruches wurde darauf geachtet, dass bei den Kantenlängen innerhalb eines Elementes das Verhältnis 2:1 nicht überschritten wurde, da bei größeren Verhältnissen Ungenauigkeiten bei den Ergebnissen auftreten können. Bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen wurde bei der Vernetzung in diesem Bereich Doppelsymmetrie genutzt, d.h. nur $\frac{1}{4}$ des Bereiches wurde vernetzt und durch zweifache „Spiegelung“ fertig erzeugt. Bei den eck- und randnahen Stellen konnte eine Vereinfachung in einen solchen Maß nicht genutzt werden.

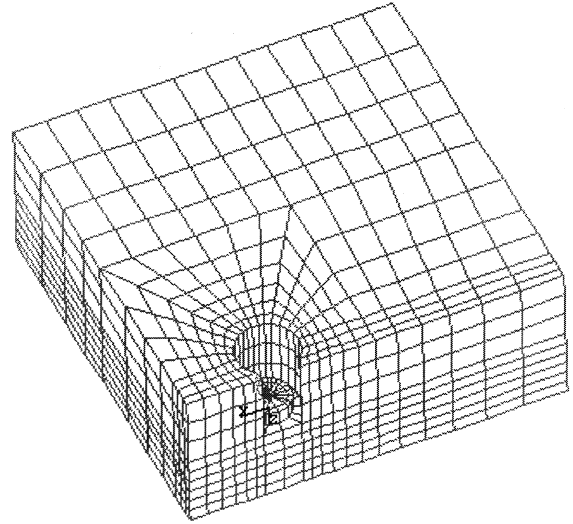
Im Lochbereich wurde oberhalb der Lasteinleitungsebene die Lastplatte idealisiert. Für sie erfolgte die Elemententeilung kreissegmentförmig, mit den beiden verwendeten Lastplattendurchmessern und mit einem Loch von 10 mm Durchmesser in der Mitte der Lastplatte (die Knoten eines Elementes dürfen untereinander nicht zusammenfallen), Bild 6.4.10. Die Dicke der Lastplatte wurde mit 50 mm festgelegt.

Zu b): dieser Bereich wurde gröber eingeteilt, da er vom angenommenen Bereich des Ausbruchkegels abliegt. Aufgrund der rechteckigen Plattengeometrie wurde die Elementierung hier orthogonal vorgenommen.

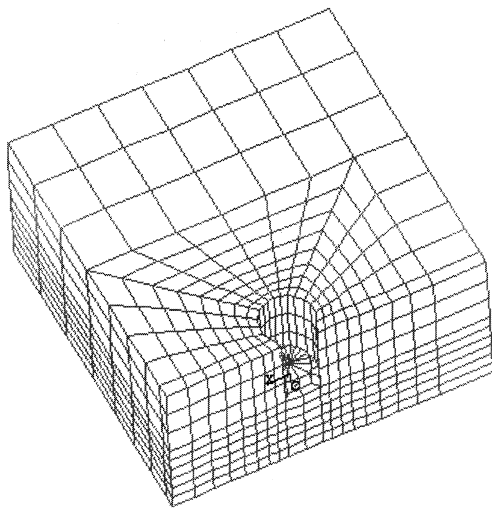
Nachfolgend sind die FE- Modelle für die 9 numerisch untersuchten Lasteinleitungsstellen dargestellt.



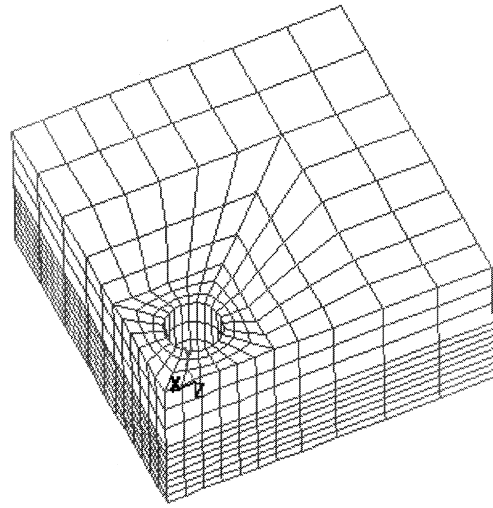
6.4.1 Lasteinleitungsstelle 1/A



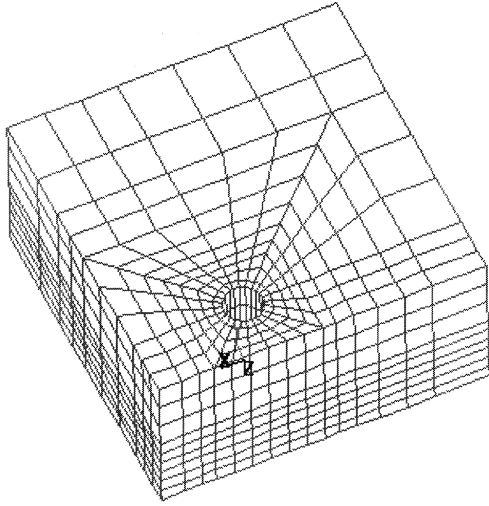
6.4.2 Lasteinleitungsstelle 1/C



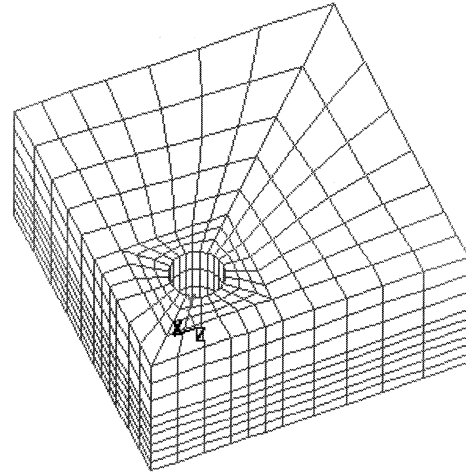
6.4.3 Lasteinleitungsstelle 1/E



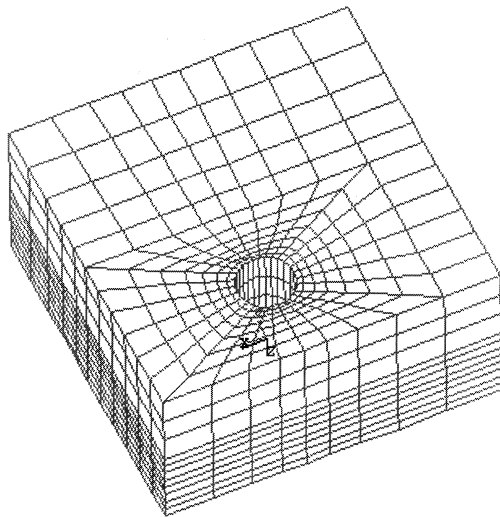
6.4.4 Lasteinleitungsstelle 2/B



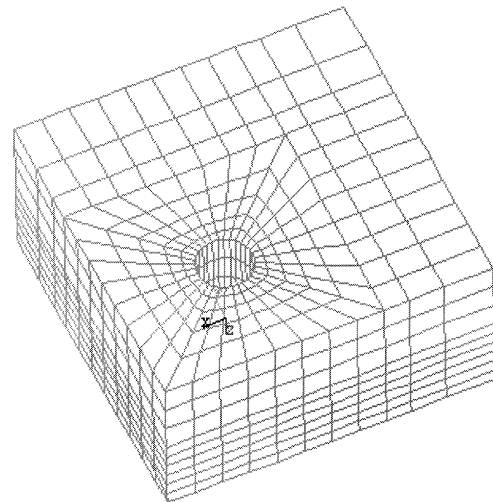
6.4.5 Lasteinleitungsstelle 2/D



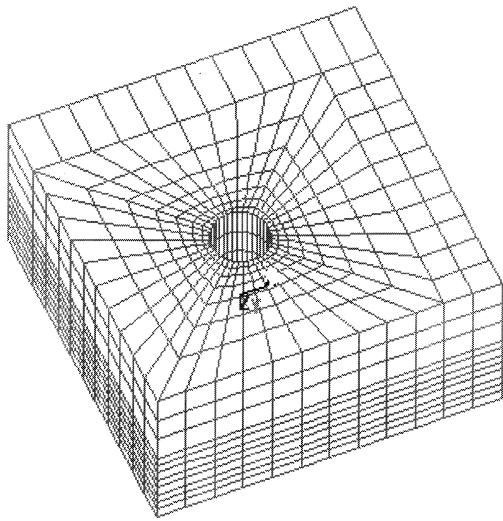
6.4.6 Lasteinleitungsstelle 3/C



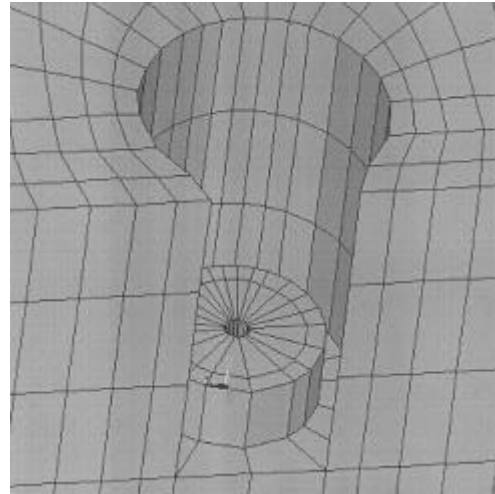
6.4.7 Lasteinleitungsstelle 3/E



6.4.8 Lasteinleitungsstelle 4/D



6.4.9 Lasteinleitungsstelle 5/E



6.4.10 Schnitt durch Lasteinleitungsbereich 1/C mit Loch- und Lastplatte

Bilder 6.4, 1 - 10: Räumliche FE- Vernetzungen der numerisch untersuchten Lasteinleitungsstellen

6.4 Linear- elastische Spannungsuntersuchungen

6.4.1 Vorbemerkungen

Hauptziel der Untersuchung war es, die Spannungsverteilungen im Bereich der effektiven Dicke in Abhängigkeit von der Lasteinleitungsstelle zu erkennen. Dabei war der Einfluss der Randnähe von Wichtigkeit. Durch die Berechnungen wurden jeweils der Spannungszustand bei Erreichen der Bruchlast ermittelt, bzw. bei Aufbringen einer Einheitslast betrachtet.

Von besonderem Interesse waren die Spannungszustände in der Lasteinleitungsebene und an der Plattenunterseite, da von diesen Bereichen der Bruchausgang anzunehmen war. Es wurde ein Vergleich aller 9 numerisch untersuchten Stellen untereinander für die Variante mit dem großen Lochdurchmesser geführt (Variante 1 mit Loch-/ Lastplattendurchmesser 100 / 72 mm). Berechnungen für eine Variante 2 mit den kleineren Durchmessern (70 / 55 mm) wurden für 3 Lasteinleitungsstellen durchgeführt und insbesondere laststellenintern mit der jeweils größeren Variante verglichen.

Die Idealisierungen der einzelnen FE- Netze unterschied sich teilweise auch in der Dichte ihrer Vernetzung, z.B. in der Zahl der Horizontalschichten im Bereich der effektiven Dicke. Zunächst wurden für die Modelle der Lasteinleitungsstellen 5/E, 3/E und 2/B der Bereich der effektiven Dicke mit 8 Horizontalschichten idealisiert. Für Stelle 5/E wurde ein zusätzliches Modell mit 5 Schichten in diesem Bereich erstellt. Die ersten Berechnungen wurden für Lasteinleitungsstelle 5/E am 8- Schichten-Modell durchgeführt. Bei einem Vergleich des 8- Schichtenmodells mit dem 5- Schichtenmodell wurde für die Spannungen an der Plattenunterseite kein Unterschied in Verlauf und Größe festgestellt. Am Lochrand traten Spannungsspitzen auf, die bei der feineren Vernetzung um ca. 15% höher lagen als bei der gröberen. Erhöhungen von Spannungen in Eckbereichen infolge Netzverfeinerung sind bei FE- Berechnungen anzunehmen. Es wurde dann für alle weiteren 5 der insgesamt 9 Modelle eine Unterteilung des effektiven Bereiches mit 6 Horizontalschichten vorgenommen, mit Ausnahme von Lasteinleitungsstelle 1/A, deren effektiver Bereich aus 5 Schichten bestand.

In erster Linie wurde eine Auswertung für die drei Hauptspannungszustände durchgeführt, da anzunehmen war, dass diese als extreme Zug- und Druckspannungen die bruchverursachenden Spannungen am deutlichsten aufzeigen. Teilweise wurden auch koordinatengerichtete Spannungen untersucht, dabei insbesondere die Schubspannungen.

6.4.2 Spannungen in der Lasteinleitungsebene

Größte Hauptspannungen S1

Die größten Hauptspannungen waren schiefe Zugspannungen, unter 45° bis 60° gegen die Grundrissebene geneigt und im Grundriss projiziert radial zur

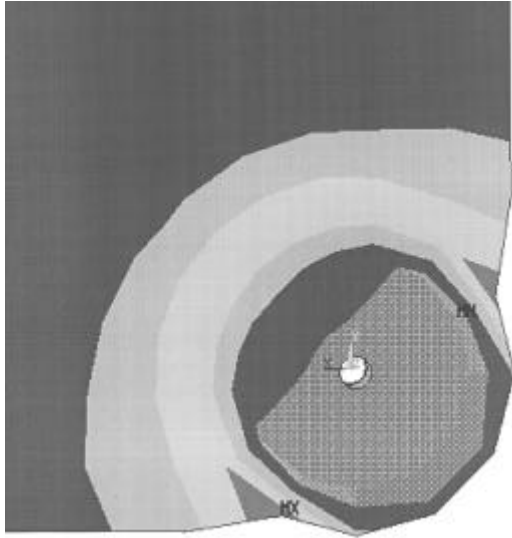
Lochmitte verlaufend. Senkrecht zu diesen Hauptzugspannungen verlief die Risswurzel an der Rissoberfläche bei Beginn des Kegelausbruches. Somit kann als Ausbruchursache für den Kegel die Überschreitung der Zugfestigkeit an der Lochkante angenommen werden.

Die Hauptzugspannung unmittelbar vor Brucheintritt (d. h. unter der experimentellen Bruchlast) nahm mit zunehmendem Randabstand der Lasteinleitungsstelle zu, d.h. je größer der Randabstand war, desto größer wurde die vor dem Bruch auftretende Maximalspannung am Lochrand. Direkt an der Lochkante zeigten die Elemente ca. dreimal so hohe Spannungen auf, wie die angenommene Zugfestigkeit (diese wurde in Höhe von ca. $0,45 \text{ N/mm}^2$ angenommen, d.h. bis zu $1/10$ der Druckfestigkeit). Innerhalb dieser Elemente nahmen diese Spitzenwerte zur lochabliegenden Elementkante überproportional auf Werte ab, die der angenommenen Zugfestigkeit entsprachen.

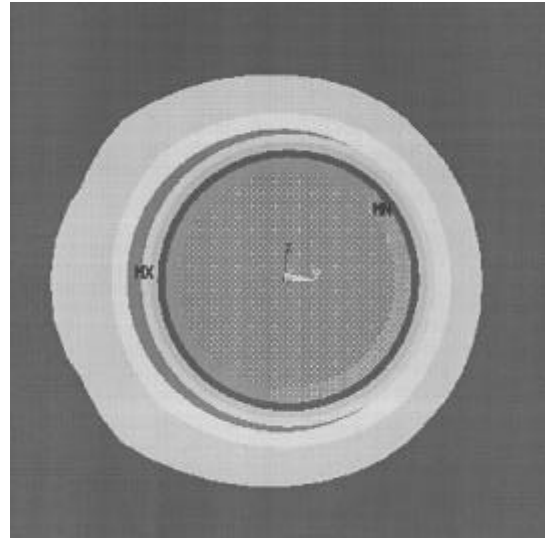
Unter Aufbringung einer Einheitsbelastung war tendenziell eine Abnahme der Hauptzugspannung von den Lasteinleitungsstellen am Rand (insbesondere von der Ecke, Stelle 1/A, die größte Hauptzugspannungen aufzeigte) zu den weiter innenliegenden Stellen hin festzuhalten, Balkendiagramm Bild 6.7b

Ursache ist eine geometrische Zunahme des umgebenden, mittragenden Materialbereiches bei den weiter innenliegenden Stellen gegenüber den Lasteinleitungsstellen am Rand. Ab einem Randabstand von $> 100 \text{ mm}$ unterscheiden sich die Spannungen infolge Einheitslast nicht mehr merklich untereinander. Durch die lokal auftretenden Zugspannungskonzentrationen am Lochrand zum Platteninneren hin ist insbesondere bei den eck- und randnahen Lasteinleitungsstellen ein Ausbruch infolge Überschreitens der Zugspannung an dieser Stelle anzunehmen. Bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen bildete sich ein ungestörter, rotationssymmetrischer Spannungszustand aus, wobei unter Bruchlast ebenfalls die Zugfestigkeit erreicht wurde.

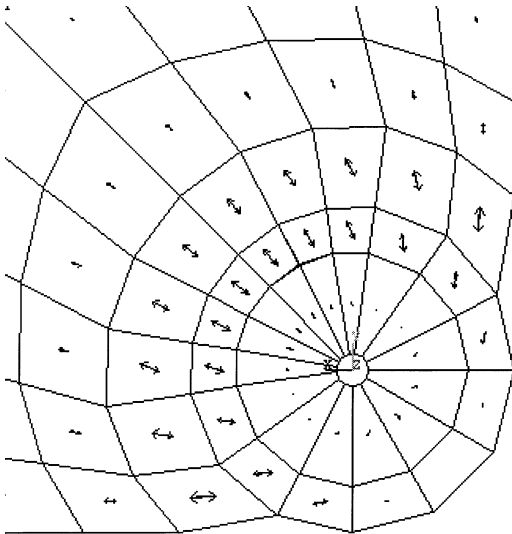
In den Bildern 6.5 a und b und 6.6 a und b sind für die Lasteinleitungsebene die Hauptspannungen S_1 schattiert (a) und vektoriell (b) dargestellt. Dabei wurden zwei verschiedene Lasteinleitungsstellen gegenübergestellt: die ecknaheste 1/A, Bild 6.5, und die weitest innenliegende 5/E, Bild 6.6. Es ist zu erkennen, dass bei der Lasteinleitungsstelle 5/E gegenüber 1/A sich ein umlaufender, rotationssymmetrischer Spannungszustand ausbilden kann.



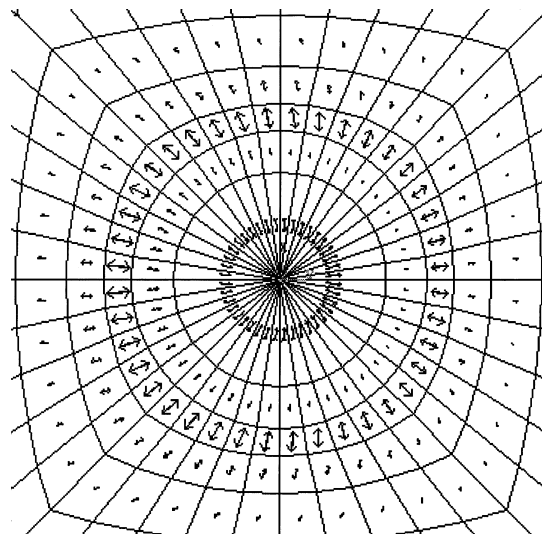
6.5.a



6.6.a



6.5.b



6.6.b

Bild 6.5: Lasteinleitungsstelle 1/A

Bild 6.6: Lasteinleitungsstelle 5/E

Hauptzugspannungen S_1 in der Lasteinleitungsebene a) schattiert, b) vektoriell

Hauptzugspannungen an der Plattenunterseite infolge der jeweiligen Bruchlast

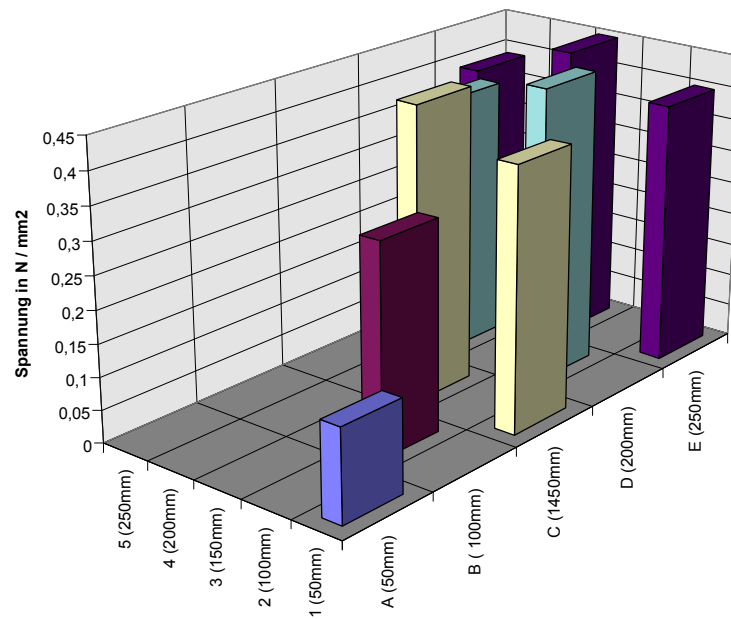


Bild 6.7.a: Hauptzugspannungen am Lochrand unter Bruchlast

Hauptzugspannungen an der Lasteinleitungsstelle (Lochrand) infolge Einheitslast 1 kN

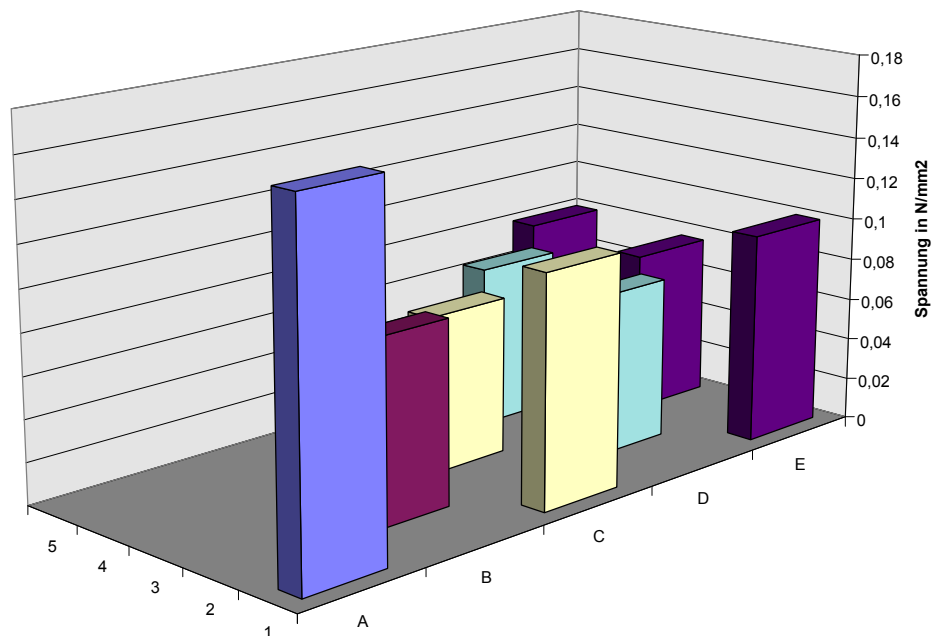


Bild 6.7.b: Hauptzugspannungen am Lochrand unter Einheitsbelastung

Zweitgrößte Hauptspannungen S2

Zweitgrößte Hauptspannungen waren tangential um den Lasteinleitungsbe-
reich verlaufende Querdruckspannungen mit betraglich größten Werten unter
dem Lastplattenrand. Weiter nach außen hin nahmen sie ab und waren ablie-
gend vom Lochrand Querkzugspannungen. Eine Behinderung der Querdehnung
durch die Lastplatte war in diesem Bereich nicht mehr vorhanden.

Drittgrößte Hauptspannungen S3

In allen Fällen traten die drittgrößten Hauptspannungen S3 als steil gerichtete
Druckspannungen auf, konzentriert unter dem Lastplattenrand. Im Grundriss
war ihr Verlauf radial zur Lochmitte hin. Unter Aufbringen der Bruchlasten la-
gen diese bei der Variante mit größerem Lochdurchmesser etwa 10 % unter
der Druckfestigkeit. Die Versuche zeigten, dass ein Überschreiten der Druck-
festigkeit in diesem Bereich bei der Variante mit kleinem Lochdurchmesser
örtliche Gefügezerstörungen bewirken können, diese selbst aber keinen Aus-
bruch verursachen.

Unter Aufbringen einer Einheitslast ist bei den Hauptdruckspannungen unter
dem Lastplattenrand zu den innenliegenden Stellen hin eine Abnahme der
Spannungen um bis zu 40% festzustellen. Ursache dafür ist die Möglichkeit der
Spannungsverteilung über einen größeren Bereich. Bei den weiter innenlie-
genden Laststellen ist dafür untereinander nahezu eine Übereinstimmung fest-
zustellen.

Schubspannungen

Die größten Schubspannungen traten am inneren Lochrandbereich auf. Eine
tendenzielle Abnahme der Schubspannungsgrößen um bis zu 40% war unter
Aufbringung von Einheitslasten mit zunehmendem Randabstand zu erkennen.
Ursache dafür war auch hier die Möglichkeit einer größeren und gleichmäßigeren
Spannungsverteilung. Die Untersuchung der Schubspannung erfolgte zu-
sätzlich als Vergleich mit den Hauptspannungen. Bei Untersuchungen über den
Hauptspannungszustand kann normalerweise eine Betrachtung der Schub-
spannungen entfallen.

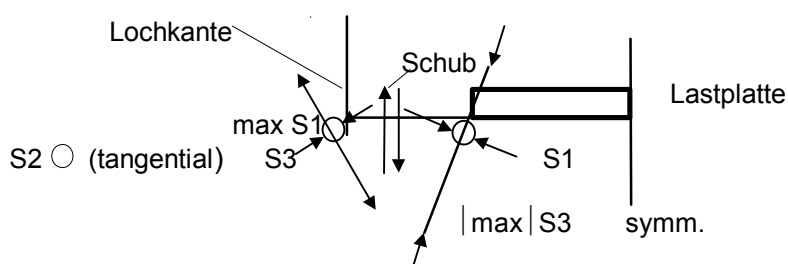
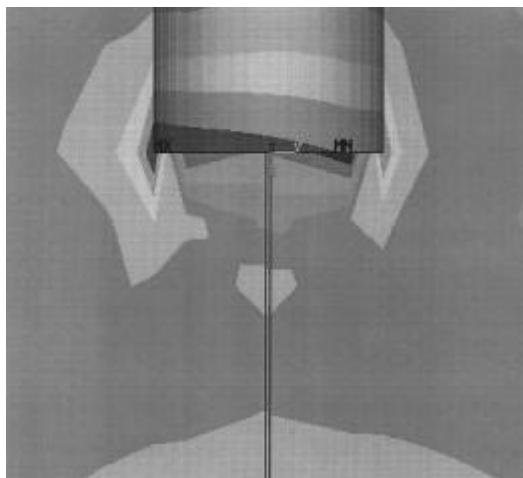


Bild 6.8: Vertikalschnitt durch Lasteinleitungsstelle mit Spannungsvektoren

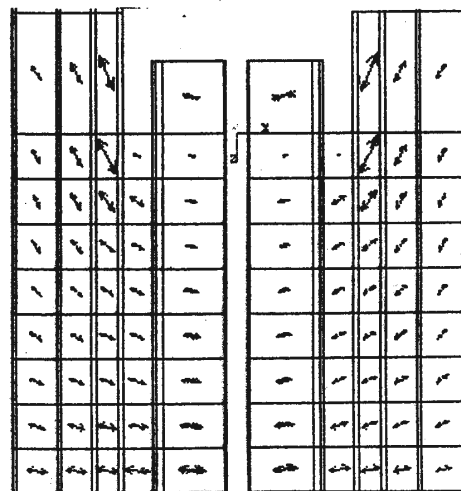
6.4.3 Spannungen über die effektive Plattendicke

Die singulären Spannungsspitzen in der Lasteinleitungsebene am Lochrand nahmen über die effektive Dicke nach unten ab und erreichten nach ca. $\frac{1}{4}$ Tiefe der effektiven Dicke einen Wert von $\frac{2}{3}$ der Zugfestigkeit. Im untersten Viertel der effektiven Dicke stiegen die Hauptzugspannungen wieder auf Werte an, die der Zugfestigkeit entsprachen. Diese Tendenz konnte bei allen Lasteinleitungsstellen mit Ausnahme der ecknahesten Lasteinleitungsstelle 1/A festgestellt werden; dort nahmen die Spannungen über die effektive Dicke zur Plattenunterseite hin ab und erreichten dort den kleinsten Wert, der bei ca. $\frac{1}{3}$ der angenommenen Zugfestigkeit lag. Ursache dafür ist die Dominanz einer kragarmartigen Wirkung für die Stelle 1/A.

In Bild 6.9 sind die Hauptzugspannungen S_1 unter der Lasteinleitungsstelle 5/E in einem Vertikalschnitt dargestellt. Der Vertikalschnitt verläuft durch den Lochbereich und der darunter liegenden effektiven Dicke. An den Lochrändern -(links: zur Plattenmitte; rechts: zur nicht gelagerten Querseite hin)- sind Zugspannungsspitzen vorhanden, die im Abstand von 20 mm auf die Zugfestigkeit abgeklungen sind. An der Plattenunterseite wurde wieder die Zugfestigkeit erreicht (heller Bereich unten, Bild 6.9.a).



a)



b)

Bild 6.9: Vertikalschnitt durch Lasteinleitungsstelle 5/E über die effektive Dicke mit Hauptzugspannungen S_1

a) schattierte Spannungsverteilung; b) vektorielle Spannungsverteilung

6.4.4 Spannungen an der Plattenunterseite

Größte Hauptspannungen S1

Die Hauptspannungen S1 waren parallel zur Plattenunterseite gerichtete Zugspannungen. Diese erreichten unterhalb der Lasteinleitungsstellen unter Aufbringen der Bruchlast die angenommene Zugfestigkeit.

Bei Aufbringen der Bruchlasten für die einzelnen Lasteinleitungsstellen wurde für die ecknaheste Stelle 1/A gegenüber den anderen Stellen an der Plattenunterseite die geringste Zugspannung festgestellt mit ca. 1/3 der Zugfestigkeit. Bei der Lasteinleitungsstelle 2/B lag die Zugspannung bei fast $\frac{3}{4}$ der Zugfestigkeit. Für die weiteren Stellen entlang des freien Querrandes, sowie für die weiter innenliegenden Stellen wurden ähnlich große Zugspannungen errechnet. Diese lagen mit $0,40 \text{ N/mm}^2 \dots 0,45 \text{ N/mm}^2$ nur gering unter der angenommenen Zugfestigkeit bzw. erreichten diese. Es zeigte sich somit, dass aufgrund der Geometrie bei ecknahen (d.h. nicht aber bei allen randnahen) Lasteinleitungsstellen unter Bruchlast die Zugspannungen an der Plattenunterseite am geringsten waren. Bei ecknahen Lasteinleitungen dominierte als Bruchmechanismus ein „Abscheren“, d.h. bruchverursachend waren schiefe Hauptzugspannungen unter 45° am Lochrand in der Lasteinleitungsebene. Stellt man einen statistischen Vergleich für die Zugspannungen an der Plattenunterseite unter Nichtberücksichtigung der beiden ecknahen Stellen 1/A und 2/B an, so erhält man unter Aufbringen der jeweiligen experimentellen Bruchlast für die Abweichung der Zugspannungen der restlichen 7 Stellen untereinander einen Variationskoeffizienten von $v = 2,5 \%$, d.h. nahezu gleiche Spannungen. Unter Miteinbeziehung der beiden ecknahen Stellen ist $v = 10\%$.

Bei Aufbringen einer Einheitslast stellte sich heraus, dass für die Achsen 2 bis 5 nahezu gleich große Spannungen auftraten.

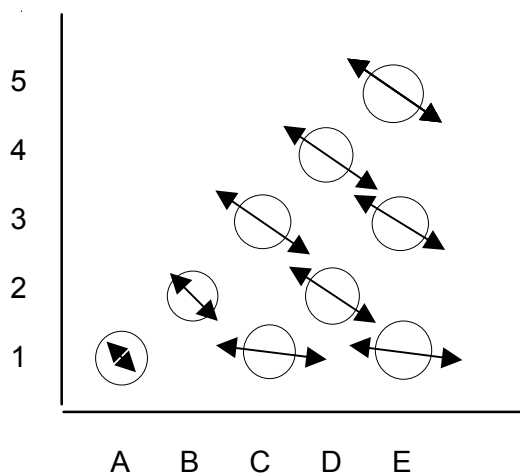


Bild 6.10: Vektorielle Darstellung der größten Hauptzugspannungen an der Plattenunterseite für die untersuchten Lasteinleitungsstellen

Der Verlauf der Spannungen an der Plattenunterseite wurde maßgeblich von den Lagerbedingungen bestimmt. Hier war entgegen der Lasteinleitungsebene kein konzentrierter, rotationssymmetrischer Spannungszustand mehr vorzufinden.

Etwa senkrecht zu den Hauptzugspannungen verliefen bei den Versuchen, Kapitel 3, die Bruchlinien der kombinierten Biegezugbrüche. Bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen (Achsen 3 bis 5) war der Vektorenverlauf der Hauptzugspannungen an der Plattenunterseite unter der Lasteinleitungsstelle ca. 30° bis 40° gegen die Querseite gerichtet. Somit wird der Bruchverlauf der Biegezugbrüche numerisch bestätigt, Bild 6.11.

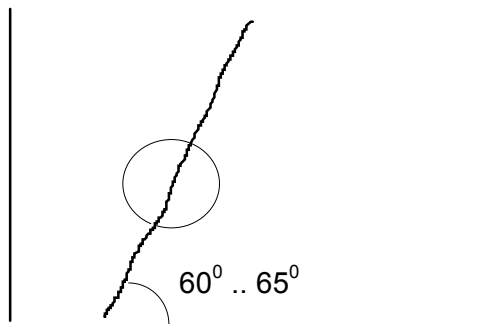


Bild 6.11 a: Bruchlinie bei Biegezugbrüchen bei den Versuchen

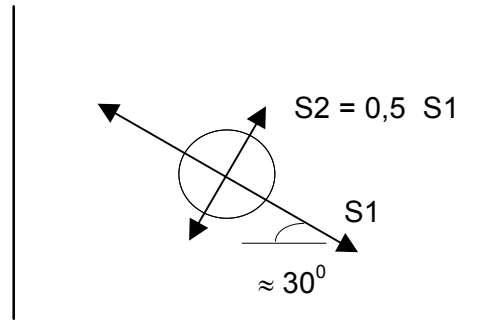
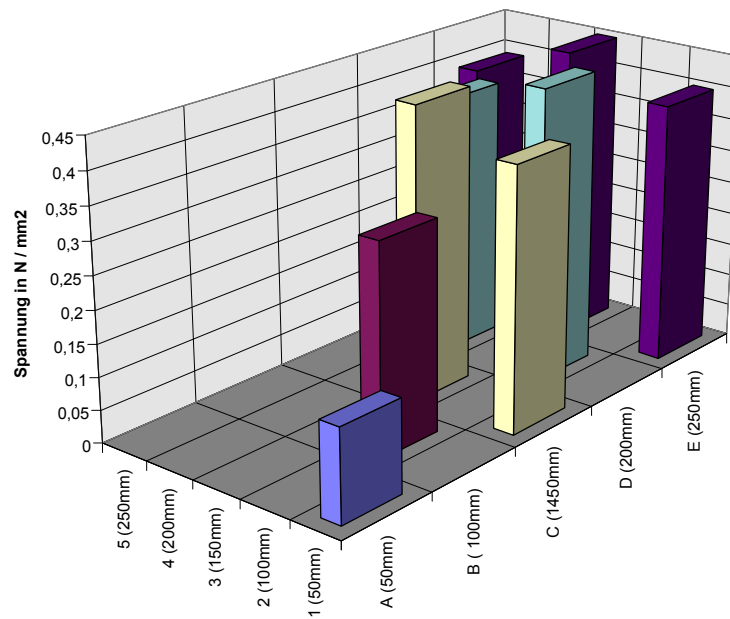


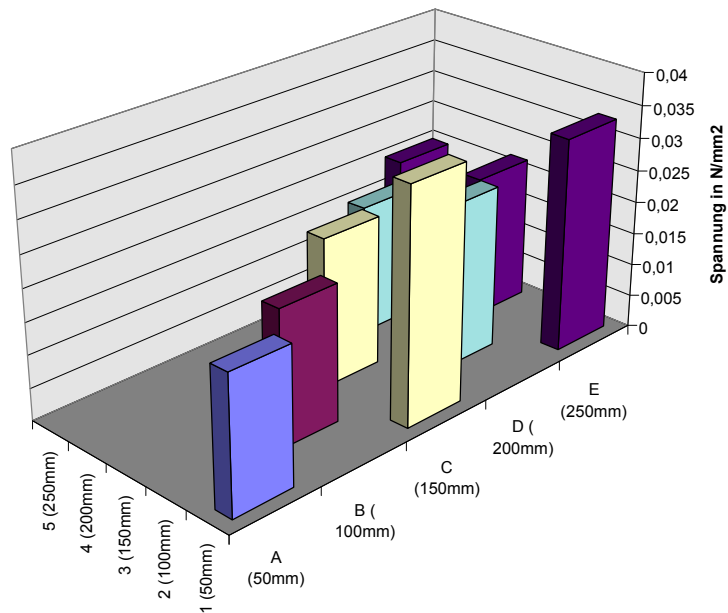
Bild 6.11 b: Lage von S1 und S2 an der Plattenunterseite unter der Lasteinleitung

Hauptzugspannungen an der Plattenunterseite infolge der jeweiligen Bruchlast



a)

Hauptzugspannungen an der Plattenunterseite infolge Einheitslast 1 kN



b)

Bild 6.12: Hauptzugspannungen an der Plattenunterseite für alle Lasteinleitungsstellen; a) unter Bruchlast; b) unter Einheitsbelastung

Zweitgrößte Hauptspannungen S2

Die Hauptspannungen S2 waren Zugspannungen, die im Grundriss senkrecht zu den Hauptspannungen S1 standen und davon 50% betrugen, Lage in Bild 6.11

Drittgrößte Hauptspannungen

Hauptspannungen S3 waren Null.

Ebenfalls Null waren, wie anzunehmen, vertikal gerichtete Normal- und Schubspannungen (SZ, S_{xz}, S_{yz}).

6.4.5 Ergebnisse

In nachfolgender Tabelle sind für die 9 numerisch untersuchten Lasteinleitungsstellen die Hauptspannungen für die Lasteinleitungsebene und für die Plattenunterseite gegenübergestellt. Es handelt sich dabei um aus Knotenkräften ermittelte Spannungen.

Stelle	Schichten- anzahl	Bruch- last (kN)	Lasteinleitungsebene				Plattenunterseite	
			S1 Lochrand	S2 Lastplattenkante	S3 Lastplattenkante	Schub	S1	S2
1 / A	5	6,6	+ 1,0	- 0,6	-1,4	0,5	+ 0,13	< + 0,15
1 / C	6	11	+ 1,2	. . .	-3,0	1,0	+ 0,4	< + 0,15
1 / E	6	12	+ 1,2	- 0,9	-2,6	0,9	+ 0,4	< + 0,15
2 / B	8	15	+ 1,45	- 0,9	-3,5	1,0	+ 0,3	< + 0,15
2 / D	6	18	+ 1,4	-0,8	-3,7	1,0	+ 0,45	+ 0,2
3 / C	6	20	+ 1,5	-1,0	-4,0	1,1	+ 0,45	+ 0,2
3 / E	8	19,4	+ 1,7	-1,0	-4,0	1,2	+ 0,5	+ 0,2
4 / D	6	19,6	+ 1,5	-1,0	-4,0	1,2	+ 0,4	+ 0,2
5 / E	8	20	+ 1,7	-1,1	-4,0	1,2	+ 0,4	+ 0,2
5 / E	5	20	+ 1,45	-1,0	-3,5	1,2	+ 0,37	+ 0,2

untersuchte Stellen mit kleinem Lochdurchmesser 70mm / Lastplatte 55mm:

2 / B	8	15	+ 2,0	-1,3	-5,0	1,7	+ 0,3	< + 0,15
3 / C	6	20	+ 2,0	-1,5	-6,0	2,0	+ 0,45	+ 0,2
4 / D	6	20	+ 2,0	-1,5	-6,0	2,0	+ 0,4	+ 0,2

Tabelle 6.1: Hauptspannungen in Lasteinleitungsebene und an der Plattenunterseite in N/mm² für die numerisch untersuchten Lasteinleitungsstellen

Bruchursache war das Überschreiten der Zugfestigkeit. Dabei waren die größten Hauptzugspannungen S1 maßgebend. Diese traten in zwei Bereichen auf:

- in der Lasteinleitungsebene an der Lochkante
- an der Plattenunterseite unter der Lasteinleitung.

Zu a): an der Lochkante traten bei allen Lasteinleitungsstellen die größten Hauptzugspannungen als Spannungsspitzen direkt an der Lochkante auf, die dreimal so hoch waren wie die Zugfestigkeit. Diese Überschreitung war numerisch bedingt. Theoretisch sind die Spannungen bei einspringenden Ecken unendlich groß. Im Abstand von ca. 20 mm, dieses Maß entsprach der Elementbreite am Lochrand, traten die Hauptzugspannungen in der Höhe der Zugfestigkeit auf. Die Größen der Spannungsspitzen am Lochrand gaben eine Tendenz für das Verhältnis der Spannungen unter den verschiedenen Lasteinleitungsstellen untereinander. Der Spannungsverlauf war näherungsweise rotationssymmetrisch, welcher bei den innenliegenden Lasteinleitungsstellen stärker ausgeprägt war, als bei den außenliegenden. Er wurde durch die konzentrierte Lasteinleitung verursacht.

Zu b): bei Abständen der Lasteinleitungsstellen von mehr als 50mm – das entspricht einem Abstand von $\frac{1}{3}$ der effektiven Dicke - stellten sich an der Plattenunterseite die größten Hauptzugspannungen in Höhe der Zugfestigkeit ein. Dieser Spannungszustand war Ursache der mit den Kegelausbrüchen kombinierten Biegezugbrüche bei den Versuchen. Hier war die Einwirkung der konzentrierten Lasteinleitung merklich abgeklungen; der Spannungszustand an der Plattenunterseite wurde maßgeblich durch die Lagerung bestimmt.

Zweitgrößte Hauptspannungen an der Plattenunterseite waren Querdruckspannungen in der Lasteinleitungsebene unter der Lastplattenkante, die weiter außen als Querspannungen auftraten, da der Einfluss auf eine Behinderung der Querdehnung durch die Lastplatte abnahm. An der Plattenunterseite traten die zweitgrößten Hauptspannungen als Querspannungen in Höhe von 50% der größten Hauptzugspannungen auf.

Drittgrößte Hauptspannungen waren steil gerichtete Druckspannungen unter der Lastplatte.

Der linear- elastische Spannungszustand gab Auskunft über Größe, Ort und Richtung der bruchverursachenden Spannungen, d.h. den Zustand unmittelbar vor Brucheintritt. Die beim Bruchablauf sich einstellenden Bruchflächen der Ausbruchkörper konnten hiermit nicht prognostiziert werden. Es ist anzunehmen, dass sich der Spannungszustand während des Bruchablaufes ändert. Um den Bruchablauf numerisch nachzuvollziehen, ist daher eine dem jeweiligen Bruchzustand angepasste, iterative Untersuchung erforderlich.

6.5 Einfluss der Loch- und Lastplattendurchmesser

6.5.1 Allgemeines

Für die Lasteinleitungsstelle 3/C (150mm / 150mm) wurden numerische Spannungsuntersuchungen bei Variation der Loch- und Lastplattendurchmesser geführt.

Von Interesse war der Einfluss der Größen und der Verhältnisse von Loch- und Lastplattendurchmesser auf die Spannungen. Feststellungen zu „günstigen“ oder „ungünstigen“ Kombinationen wurden gewonnen.

6.5.2 Festlegung von Kombinationen der Loch- und Lastplattendurchmesser

Ergänzend zu den Varianten 1 und 2 für Loch- / Lastplattendurchmesser 100 / 72 mm und 70 / 55 mm wurden zusätzliche numerische Untersuchungen für 4 weitere Lochvarianten durchgeführt. Insgesamt lagen somit 6 Varianten für verschiedene Loch- und Lastplattendurchmesser, kombiniert über 55 mm, 70 mm und 100 mm vor. Durch linear-elastische Berechnungen wurde der Einfluss der Loch- und Lastplattendurchmesser auf die Spannungen herausgestellt.

Variante	Loch-/Lastplattendurchmesser	Schnitt durch den Lochbereich (mit Lastplatte und Lochrand)
1 (wie bisher)	100 / 70 mm	
2 (wie bisher)	70 / 55 mm	
3 (neu)	100 / 55 mm	
4 (neu)	100 / 100 mm	
5 (neu)	70 / 70 mm	
6 (neu)	55 / 55 mm	

Bild 6.13: Varianten der numerisch untersuchten Loch- und Lastplattendurchmesser

In allen 6 Fällen wurde die bei den Versuchen für die weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen ermittelte Bruchlast von i.M. 20 kN aufgebracht. Dies wurde durch entsprechende Elementdrücke auf die Lastplatten bewirkt. Die Wahl derselben Last für alle Varianten ermöglichte einen direkten Vergleich untereinander. Bei den Ergebnissen war die Lage und Größe der Spannungen im Lasteinleitungsbereich von besonderem Interesse, da von dieser Stelle aus die Rissbildung beim Kegelausbruch stattfand. Von weiterem Interesse war ein möglicher Einfluss der verschiedenen Varianten auf die Spannungen an der Plattenunterseite.

Nachfolgend werden die Spannungszustände aller 6 untersuchten Varianten gegenübergestellt und dabei verschiedene Ebenen betrachtet.

6.5.2.1 Lasteinleitungsebene

In diesem Bereich war für alle Varianten für die Spannungsverteilung qualitativ die gleiche Tendenz festzustellen. Die Hauptspannungsvektoren verliefen rotationssymmetrisch um den Lochmittelpunkt, was auf eine Dominanz eines lokalen Lasteinleitungseffektes schließen lässt. Eine Beeinflussung der Lagerung des Modells auf die Spannungsverteilung war im Lasteinleitungsbereich nicht festzustellen. Die Spannungen am Lochrand traten auch hier als erhöhte Spannungsspitzen auf. Im Grundriss verliefen die größten Hauptspannungen S_1 (als größte Zugspannungen), und die Hauptspannungen S_3 (größte Druckspannungen) radial zur Lochmitte. Die zweitgrößten Hauptspannungen S_2 traten in der Lasteinleitungsebene als tangential um den Lochmittelpunkt verlaufende Querdruckspannungen auf, die nach außen hin abnahmen. Im Vertikalschnitt waren die größten Hauptzugspannungen bis zu ca. 60° gegen die Ebene geneigt und traten bei allen Varianten unmittelbar neben dem Lochrand auf. Die niedrigsten Spannungen ergaben sich bei der Variante 4, mit großem Lastplattendurchmesser. Gleich große Lastplatten- und Lochdurchmesser zeigten die niedrigsten Spannungen auf. Mit Abnahme der Lastplattendurchmesser wurden die Spannungen am Loch- und Lastplattenrand größer. Mit größer werdendem Verhältnis von Lochdurchmesser zu Lastplattendurchmesser war tendenziell eine Spannungszunahme festzustellen. Variante 2 bestätigte gegenüber Variante 1 ca. 50% größere Spannungen.

Lochdurchmesser = Lastplattendurchmesser,
große Lastplatte

kleine Lastplatte

großer Lochdurchmesser,
kleine Lastplatte

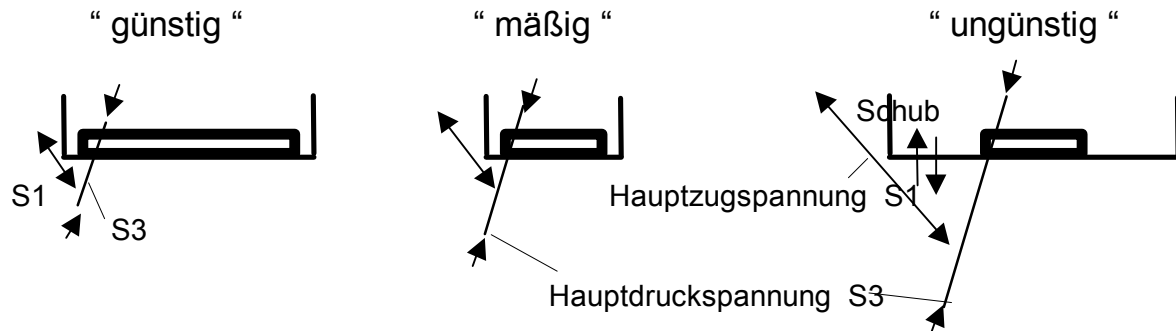


Bild 6.14: Gegenüberstellung von Variationen der Loch- und Lastplattendurchmesser mit Auswirkung auf die Spannungen (vektoriell als Größenverhältnisse dargestellt)

6.5.2.2 Mittelebene und Plattenunterseite

Ab einer Tiefe von 75 mm unterhalb der Lasteinleitungsebene (dies entspricht der halben effektiven Plattendicke) war der lokale Einfluss der Lasteintragung abgeklungen. Die unterschiedlichen Loch- und Lastplattendurchmesser machten sich auf Größe und Lage der einzelnen Spannungskomponenten nicht mehr bemerkbar. Die Größe der Hauptzug- und Schubspannungen lagen bei allen 6 Variationen in Höhe von ca. $2/3$ der Zugfestigkeit. Der Spannungsverlauf wurde von den Lagerbedingungen bestimmt und hatte qualitativ den gleichen Verlauf, wie an der Plattenunterseite.

Für die Größe und Richtung der Spannungen an der Plattenunterseite hatte der lokale Lasteintragungseffekt keinen Einfluss mehr. Bei allen Varianten wurde unter Bruchlast die Zugfestigkeit erreicht. Einheitlich ergaben sich für die beiden größten Hauptzugspannungen Werte von $S_1 = 0,45 \text{ N/mm}^2$ (angenommene Zugfestigkeit) und $S_2 = 0,20 \text{ N/mm}^2$. Der Vektorenverlauf war für S_1 senkrecht zur Grundrissdiagonalen, für S_2 parallel zu dieser.

6.5.3 Ergebnis

Für die Lasteinleitungsstelle 3 / C (150 x 150 mm Randabstand) wurden insgesamt 6 Varianten der Loch- und Lastplattendurchmesser kombiniert durchgeführt: für 55 mm, 70 mm und 100 mm. Insbesondere im Lasteinleitungs- und Lochrandbereich, von dem der Kegelausbruch ausgeht, beeinflussten Loch- und Lastplattendurchmesser die Spannungsverteilung. Dabei wurde festgestellt, dass große Lastplattendurchmesser infolge der günstigeren Spannungsverteilung sich vorteilhaft auswirken. Nachteilig wirkt sich ein größerer Lochdurchmesser gegenüber kleinem Lastplattendurchmesser aus, der erhöhte Zugspannungen an der Lochkante bzw. Schubspannungen im Bereich zwi-

schen Lastplattenkante und Lochrand hervorruft. Kleinere Lastplattendurchmesser mit gleich großen Lochdurchmessern rufen erhöhte Spannungen hervor. Insbesondere im ecknahen Bereich sind diese Einflüsse der Loch- und Lastplattengrößen zur Absicherung gegen einen Ausbruch beachtenswert, da dort der Bruch allein von der Lasteinleitungsebene am Lochrand ausgeht.

An der Plattenunterseite machen sich die zuvor beschriebenen lokalen Effekte nicht mehr bemerkbar. Hier entstanden bei gleicher Belastung für alle 6 untersuchten Varianten gleich große Hauptzugspannungen.

Nachfolgend sind die Spannungen für die 6 Variationen der Durchmesser tabellarisch gegenübergestellt. Dabei sind die tendenziell günstigeren und ungünstigeren Spannungsgrößen unter den zugehörigen Loch- und Lastplattendurchmessern markiert. Die Spannungen am Lochrand sind singuläre Spannungsspitzen, deren Größen daher in erster Linie nur als qualitativer Vergleich untereinander angenommen werden sollten.

		„ungünstig“		„günstig“		
Varianten: Loch/Lastpl.-durchm	1 100/71mm	2 71/55mm	3 100/55mm	4 100/100mm	5 71/71mm	6 55/55mm
<i>Lasteinleitungsebene</i>						
max S1 (Lochrand)	+ 1,5	+ 2,0	+ 1,3	+ 0,65	+ 0,9	+ 1,17
min S1 (Lastplattenrand)	- 0,8	- 1,2	- 1,7	- 0,3	- 0,5	- 0,85
S2 (Lastplattenrand)	- 1,0	- 1,5	- 1,8	- 0,35	- 0,6	- 1,0
S3 (Lastplattenrand)	- 4,0	- 6,0	- 6,0	- 1,5	- 2,8	- 4,2
SZ (Lastplattenrand)	- 3,6	- 5,5	- 5,5	- 1,5	- 2,6	- 4,0
Schub (Lochrand)	1,1	2,1	2,0	0,6	0,9	1,4
<i>Plattenmittelebene</i>						
S1	+ 0,35	+ 0,3	+ 0,3	+ 0,22	+ 0,3	+ 0,25
Schub	+ 0,3	+ 0,3	+ 0,3	+ 0,2	+ 0,27	+ 0,25
<i>Plattenunterseite</i>						
S1	+ 0,45	+ 0,45	+ 0,45	+ 0,45	+ 0,45	+ 0,45
S2	+ 0,20	+ 0,20	+ 0,20	+ 0,20	+ 0,20	+ 0,20

alle Spannungen in N / mm²

Tabelle 6.3: Gegenüberstellung der Spannungen für die numerisch untersuchten Varianten der Loch- und Lastplattendurchmesser

6.6 Variation der Plattendicke

6.6.1 Allgemeines

Es wurde der Einfluss einer veränderlichen Plattendicke auf die Spannungen untersucht. Von besonderem Interesse waren hierbei die Bereiche, von denen das Versagen ausgeht: der Lasteinleitungsbereich und die Plattenunterseite. Es wurde die weitest innenliegende Lasteinleitungsstelle 5/E (25/25cm) untersucht. Dabei wurde eine Variation der effektiven Plattendicke durchgeführt. Es wurden, ausgehend vom 8- Schichtenmodell für den effektiven Bereich $h_{\text{ef}} = 150\text{mm}$ ($8 \times 18,75\text{ mm}$), die effektiven Dicken zwischen 37 mm (2 Elementschichten) und 300 mm (16 Elementschichten) variiert. Die linear- elastische Spannungsberechnungen wurden mit einer Belastung in Höhe von 20 kN durchgeführt. Diese Last wurde bei den Modellen für alle effektiven Dicken aufgebracht. Die dabei erhaltenen Resultate wurden gegenübergestellt, um Gesetzmäßigkeiten für die Spannungszustände in Abhängigkeit von der Plattendicke zu erhalten. Bei einer weiteren Variante wurde unter Beibehaltung des Plattenbereiches mit der effektiven Dicke $h_{\text{ef}} = 150\text{ mm}$ der darüberliegende, ebenfalls 150 mm dicke Bereich vernachlässigt.

6.6.2 Variation der effektiven Plattendicke h_{ef}

6.6.2.1 Lasteinleitungsebene

Als mögliche bruchverursachende Spannungen waren die größten Hauptzugspannungen von Interesse. Diese traten im Lochrandbereich auf und verliefen im Grundriss radial und rotationssymmetrisch zur Lochmitte hin. Gegen die Ebene waren sie um 45° bis 60° geneigt. Stellte man die -bei gleicher Belastung- erhaltenen Spannungswerte mit den zugehörigen effektiven Dicken grafisch dar, so ergab sich als Kurve eine gleichseitige Hyperbel (Asymptoten verlaufen parallel zu den Achsen). Dabei war festzustellen, dass bei effektiven Dicken von $h_{\text{ef}} > 100\text{ mm}$ nur noch eine stark unterproportionale Abnahme der Spannungen auftrat. Im Bereich zwischen $h_{\text{ef}} = 200 \dots 300\text{ mm}$ war dann praktisch keine Spannungsabnahme mehr festzustellen. Die Zugspannungen in der Ecke sind theoretisch unendlich hoch und werden durch Erhöhung der effektiven Dicke hier nicht mehr merklich reduziert. In der Realität bewirkt jedoch eine Erhöhung der Plattendicke auch größere Ausbruchlasten.

Unterhalb einer effektiven Dicke von $h_{\text{ef}} = 100\text{ mm}$ nahmen die Spannungen überproportional zu. In dem (in der Praxis nicht mehr relevanten) Bereich unter $h_{\text{ef}} = 30\text{ mm}$ war die Spannungszunahme asymptotisch, Bild 6.15.

Um den Einfluss der Lagerbedingungen auf die Spannungen zu erkennen, wurden die Modelle unter Zugrundelegung von zwei verschiedenen Randbedingungen untersucht. Zum einen unter den möglichst wirklichkeitsnahen Bedingungen aus dem Versuch, indem der abliegende Querseitenbereich nähe-

rungsweise volleingespannt angenommen wurde und eine Längsseite gelenkig gelagert war. Als Variante wurde nur die Einspannung zugrunde gelegt, ohne die Längslinienlager. Dabei lag die Lasteinleitungsstelle in einem frei auskragenden Bereich.

Für den Lasteinleitungsbereich wurde festgestellt, dass die Lagerbedingungen nahezu keinen Einfluss auf die Verteilung und Größe der Spannungen hatten. Der lokale Effekt mit rotationssymmetrischem Spannungsverlauf war hier eindeutig dominant.

6.6.2.2 Plattenunterseite

Grundsätzlich ergaben sich für alle Plattendicken parallel zur Grundfläche und unter 30° gegen die freie Querseite gerichtete Hauptzugspannungen mit Maximalwerten unter dem Lasteinleitungsbereich. Bei abnehmender Plattendicke wurde leicht überproportionales Anwachsen der Spannungen festgestellt.

Es ergab sich z.B. bei einer effektiven Dicke von $h_{ef} = 300$ mm gegenüber $h_{ef} = 150$ mm für die Zugspannungen eine Abnahme von 60%. Bei Reduzierung von $h_{ef} = 150$ mm auf ca. 37mm ergab sich eine Spannungssteigerung um das 5-fache. Diese Werte beziehen sich auf das Versuchs- Modell *mit* Linienlager.

Beim Modell ohne Längs- Linienlager (nur Einspannung der hinteren Querseite) blieb qualitativ die gleiche Tendenz zwischen effektiver Plattendicke und Spannungen bestehen. Die Größe der Zugspannungen lag für den Fall der reinen Einspannung etwa 25% niedriger, als bei dem Modell mit Linienlager. Im Fall der reinen Einspannung ist dabei von größeren Einspannmomenten auszugehen.

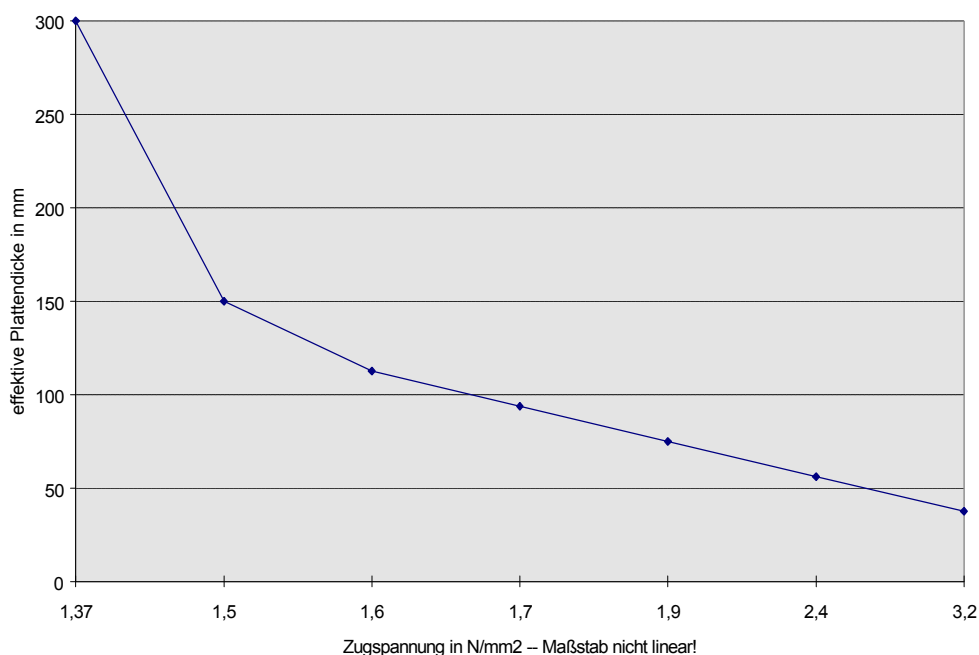


Bild 6.15: Hauptzugspannungen im Lasteinleitungsbereich (Lochrand) bei variierender effektiver Dicke

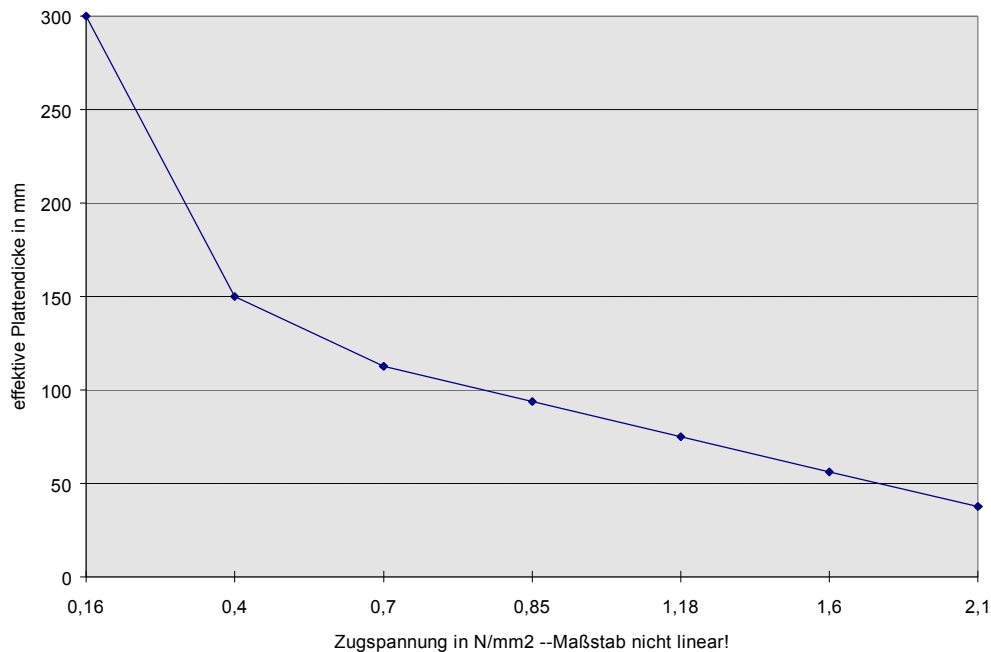


Bild 6.16: Hauptzugspannungen an der Plattenunterseite bei variierender effektiver Dicke

6.6.3 Vernachlässigung der Mitwirkung des Bereiches oberhalb der Lasteinleitungsebene

Ein tragender, die Ausbruchlast maßgeblich beeinflussender Bereich ist die effektive Plattendicke, d.h. die Dicke des Ausbruchbereiches unterhalb der Lasteinleitungsebene. Für den Bereich oberhalb der Lasteinleitungsebene ist eine insgesamt steifigkeitsverstärkende Wirkung anzunehmen. Unter Vernachlässigung dieses Bereiches wurden vergleichende numerische Untersuchungen geführt, um Auswirkungen auf Bereiche, von denen der Bruch ausgeht (Lasteinleitungsebene bzw. Plattenunterseite) zu erhalten.

Hierzu wurde ein reduziertes Modell mit der Gesamtdicke in Höhe der effektiven Dicke von $h_{ef} = 150$ mm untersucht. Bei der linear-elastischen Berechnung wurde auf das reduzierte Modell zum direkten Vergleich ebenfalls die Bruchlast des vollständigen Modells aufgebracht.

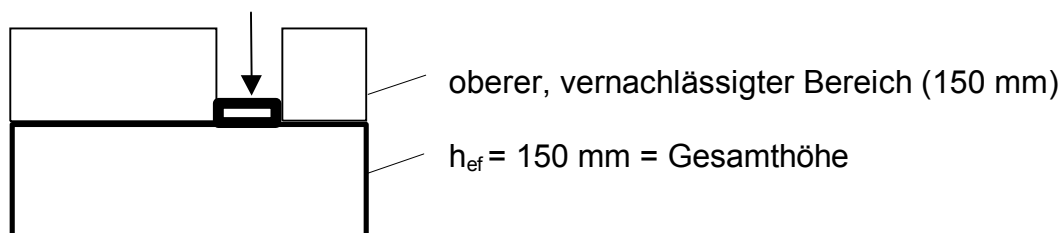


Bild 6.17: Vertikalschnitt durch „reduziertes“ Modell

6.6.3.1 Plattenoberseite

Diese entspricht hier auch der Lasteinleitungsebene.

Beim reduzierten Modell traten keine Spannungsspitzen um den Lasteinleitungsbereich auf, da hier der singuläre Spannungseffekt am Lochkantenbereich entfiel. Es waren Biegezugspannungen um den Lochbereich herum vorhanden, die schräg zur Grundfläche verliefen. Von der Lasteinleitungsstelle aus nahmen die Biegezugspannungen zur Einspannstelle hin kontinuierlich zu und erreichten dort ihre Maximalwerte.

Die maximal auftretenden Zugspannungen lagen in Höhe der zweifachen Zugfestigkeit. Die im Abstand von ca. 2 cm (Elementbreite) abgeklungenen Spannungen lagen mit ca. 1/3 der Spitzenspannung beim „vollständigen“ Modell aber niedriger, als beim reduzierten. Es traten beim reduzierten Modell keine singulären Spannungsspitzen auf. Die am reduzierten Modell an der Oberseite vorhandenen, nichtsingulären Spannungen überschreiten über einen größeren Bereich jedoch deutlich die Zugfestigkeit. Dadurch ist hier ein früher eintretender Bruch zu erwarten, als beim vollständigen Modell.

6.6.3.2 Plattenunterseite

Hier wurde ein merklicher Zuwachs der Zugspannungen gegenüber dem „vollständigen“ Modell festgestellt. Dabei traten Zugspannungen auf, die $2\frac{1}{2}$ mal so hoch waren wie beim „vollständigen“ Modell.

Das Fehlen des Bereiches über der Lasteinleitungsebene begünstigt somit einen früheren Biegezugbruch an der Plattenunterseite durch starke Reduzierung der Biegesteifigkeit.

6.6.4 Ergebnis

Die effektive Plattendicke wurde zwischen $h_{ef} = 37$ mm und 300 mm variiert. Es wurde die weitest innenliegende Lasteinleitungsstelle (25 / 25 cm) untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass durch eine Erhöhung der effektiven Plattendicke im Bereich oberhalb von $h_{ef} = 200$ mm im Lasteinleitungsbereich keine Abnahme der singulären Spannungen mehr erfolgte. Vorgenommene Veränderungen der Lagerbedingungen des Modells hatten auf die Spannungen im Lasteinleitungsbereich fast keinen Einfluss. Auf die Biegezugspannungen an der Plattenunterseite wirkte sich die Wahl der Lagerung jedoch aus. Die Größe und Richtung der Zugspannungen an der Plattenunterseite, sowie die Plattenverformungen waren lager- und querschnittsabhängig. Durch den Materialbereich oberhalb der Lasteinleitungsebene wurden die Biegezugspannungen an der Plattenunterseite geringer gehalten. Bei Nichtvorhandensein des oberen Bereiches ist im Bereich der Lasteinleitungsebene nicht mehr das Problem der singulären Spannungen, die unter dem Lochrand auftraten, vorhanden. Die Biegezugspannungen an der Plattenoberseite nahmen aber merklich zu und

überschritten auch an der Lasteinleitungsebene unter Aufbringung der Bruchlast des vollständigen Modells die angenommene Zugfestigkeit um fast das zweifache.

6.7 Vorversuche mit mittiger Lasteinleitungsstelle

6.7.1 Allgemeines und Modellierung

Im Vorfeld der Serienversuche wurden zwei Vorversuche mit mittiger Lasteinleitung durchgeführt. Die Prüfkörper hatten die deklarierte Güte GB 4.4 und die gleichen Abmessungen, wie bei den Serienversuchen. Die Bohrungen hatten einen Durchmesser von 100mm und waren 150mm tief, somit verblieb eine effektive Dicke von $h_{ef} = 150\text{mm}$. Beide Längsseiten waren über ihre gesamte Länge gelagert, die Querseiten waren frei. Es traten ungleichförmige kegel- bis pyramidenartige Ausbruchkörper bei Bruchlasten von 23 kN und 24 kN auf. Diese lagen etwas über den Bruchlasten der weiter innenliegenden Laststellender Serienversuche in Höhe von ca. 20 kN ... 23 kN.

Modellierung des FE- Netzes

Für Geometrie und Belastung konnte bei der Idealisierung doppelte Symmetrie genutzt werden, d.h. es mußte nur ein Viertel der Platte erzeugt werden bei Einführung entsprechender Randbedingungen an den Symmetrie- Schnittflächen. Dabei wurden die Horizontalverschiebungen der Knoten an den Symmetrie- Schnittflächen gesperrt.

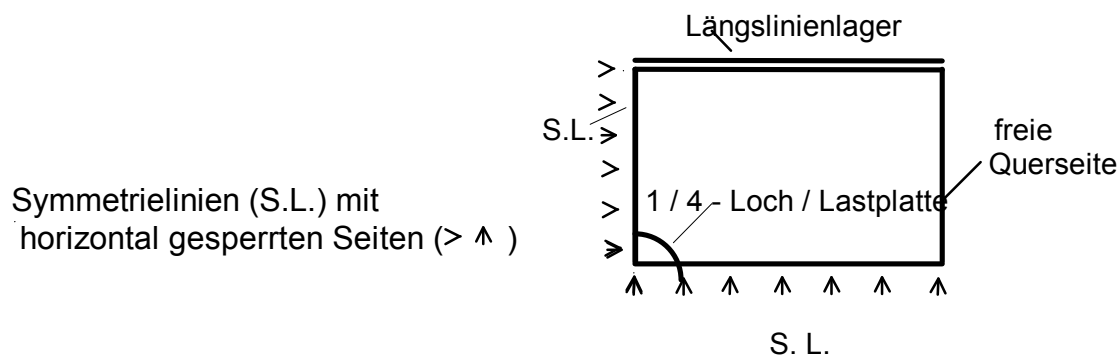


Bild 6.18: idealisierte Viertelplatte im Grundriss

Der Bereich unterhalb der Lasteinleitungsebene (effektive Dicke) wurde mit 6 Horizontalschichten idealisiert, der darüber liegende mit 3 Schichten.

Nachfolgend ist die FE- Modellierung des Vorversuch- Körpers bei mittiger Lasteinleitung idealisiert.

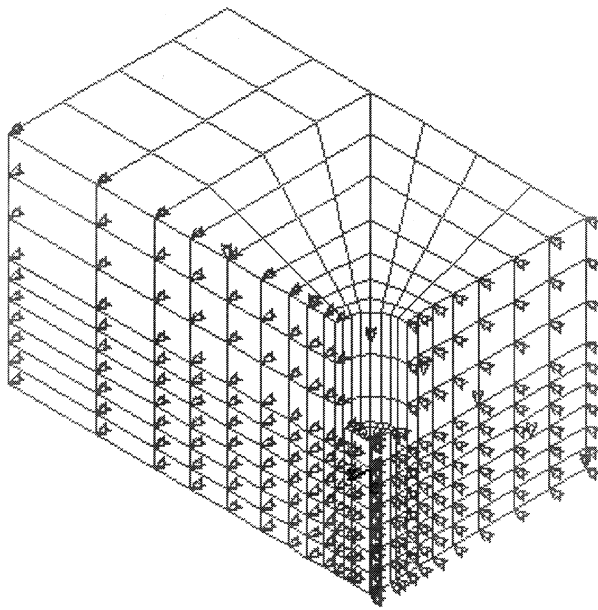


Bild 6.19: Vernetzung des Vorversuchs- Prüfkörpers mit mittiger Lasteinleitungsstelle unter Nutzung doppelter Symmetrie

6.7.2 Linear- elastische Spannungsanalyse

Auf die Viertel- Lastplatte wurde eine vertikale Pressung von $6,1 \text{ N/mm}^2$ aufgebracht, wodurch eine Last von 6 kN bewirkt wurde. Für die ganze Platte entspricht das der experimentell ermittelten Bruchlast von 24 kN .

Entlang der gesamten Längslagerlinie wurden nach oben gerichtete Lagerreaktionen errechnet (kein „abhebender“ Bereich).

Nachfolgend werden die Spannungen von drei horizontalen Bereichen untersucht.

Lasteinleitungsebene

Die größten Hauptzugspannungen $S1$ traten entlang des Lochrandes auf mit Spitzenwerten von $1,6 \text{ N/mm}^2$. Ihr Verlauf war zur Lochmitte hin radial gerichtet. Die Größe der Zugspannungen nahm zunächst stark ab und hatte in 2 cm Entfernung (\approx Elementbreite) vom Lochrand noch eine Größe von $0,5 \text{ N/mm}^2$. Darüber hinaus war nur noch eine schwache, kontinuierliche Abnahme der Zugspannung festzustellen. Direkt unter der Lastplatte traten $S1$ als tangential um den Lochmittelpunkt verlaufende Querdruckspannungen in Höhe von $-0,9 \text{ N/mm}^2$ auf. Zweitgrößte Hauptspannungen $S2$ waren Querdruckspannungen unter dem Lochrandbereich in Höhe von $-1,2 \text{ N/mm}^2$.

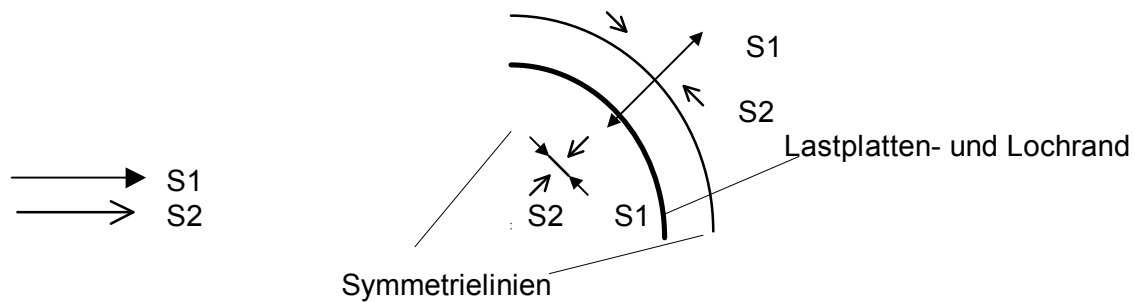


Bild 6.20: Hauptspannungen S1, S2 unter dem Lastplatten / Lochbereich

Drittgrößte Hauptspannungen S3 waren im Grundriss radial zur Lochmitte gerichtete, steil verlaufende Druckspannungen in der Größe von $-4,8 \text{ N/mm}^2$ unter der Lasteinleitung.

Mittelebene

Größte Spannungen waren Hauptzugspannungen in Höhe von $S1 = 0,33 \text{ N/mm}^2$ radial verlaufend. Die zweitgrößten Zugspannungen verliefen tangential innerhalb des Lochbereiches. Vom Lochrand zum Platteninneren hin nahmen S1 und S2 kontinuierlich ab.

Plattenunterseite

Größte Hauptspannung S1 war eine Zugspannung in Höhe von $0,45 \text{ N/mm}^2$, unter dem Lasteinleitungsbereich (Plattenmitte). Diese Spannung entsprach der angenommenen Zugfestigkeit des Materials. Sie waren tangential zur Lochmitte hin gerichtet, mit Ausnahme des Bereiches unter der Lasteinleitungsstelle mit senkrecht zur Lagerseite hin gerichteten Spannungsvektoren. Zweitgrößte Hauptzugspannungen S2 traten ebenfalls in Plattenmitte auf.

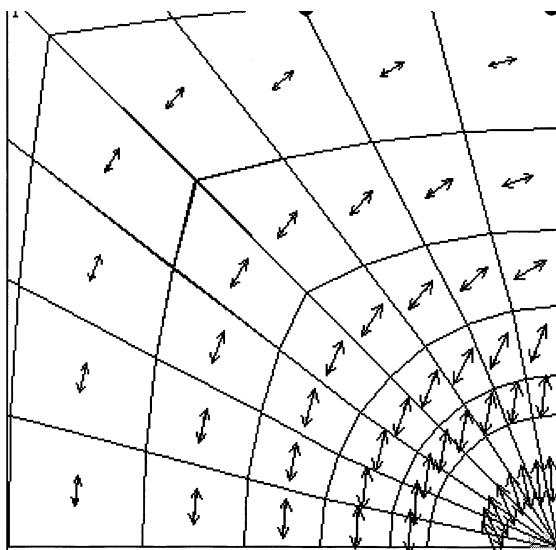


Bild 6.21: Hauptzugspannungen an der Plattenunterseite unter dem Lasteinleitungsbereich

Zusammenfassende Betrachtung der Spannungsverteilung über die effektive Plattendicke:

In der Lasteinleitungsebene traten die größten Zugspannungen im Bereich des Lochrandes auf, mit Spitzenwerten, die 3 mal so hoch wie die angenommene Zugfestigkeit lagen. Sie verliefen radial zur Plattenmitte (Lochmitte) hin und waren gegen die Grundfläche zwischen 45 und 60 Grad geneigt.

Mit zunehmender Tiefe nahmen die Zugspannungen ab und erreichten etwa 100mm unter der Lasteinleitungsebene ein Minimum. Sie nahmen von dort an zur Plattenunterseite hin wieder zu und erreichten Zugspannungen, die der angenommenen Zugfestigkeit entsprachen. Bei dem Verlauf der Spannungsvektoren ist insgesamt eine rotationssymmetrische Tendenz, auch für die Plattenunterseite, festzustellen. Bruchverursachend waren schräg gerichtete, im Grundriss radial verlaufende Hauptzugspannungen am Lochrand, kombiniert mit Biegezugspannungen in Höhe der Zugfestigkeit an der Plattenunterseite. Die größten Hauptdruckspannungen S_3 zeigten Spannungsspitzen direkt unter dem Lastplattenrand auf. Schubspannungen nahmen von oben nach unten hin ab. In nachfolgender Tabelle sind für alle Elementschichten die Spannungen aufgeführt.

	S 1	S 2	S 3	S z	Schub
1. Schicht (25mm)	1,6	-1,2	- 4,8	- 4,3	1,4
2. Schicht (50mm)	0,74	0,43	- 2,1	- 2,0	0,83
3. Schicht (75mm)	0,40	0,35	- 1,4	- 1,4	0,43
4. Schicht (100mm)	0,33	0,30	- 0,6	- 0,5	0,26
5. Schicht (125mm)	0,36	0,32	- 0,16	- 0,13	0,17
6. Schicht (150mm)	0,45	0,42	- -	- -	- -

Tabelle 6.4: Spannungen in den 6 Elementschichten in N/mm^2 .

(1. Schicht: Lasteinleitungsebene; 6. Schicht: Plattenunterseite)

6.8 Numerische Spannungsspitzen an einspringenden Ecken

Bei den numerisch ermittelten Zugspannungen direkt am Lochrand handelt es sich um Spannungsspitzen. Diese lagen ca. 3- fach über der Zugfestigkeit. Mit zunehmendem Abstand wurden diese rasch abgebaut. Es wurde festgestellt, dass ein Abbau der Spannungsspitzen am Lochrand nach etwa 2 cm Abstand - dies entspricht der Elementbreite im Lochrandbereich- zum Platteninneren hin auf 1/3 des Spitzenwertes stattfand. Diese Werte entsprachen der angenommenen Zugfestigkeit.

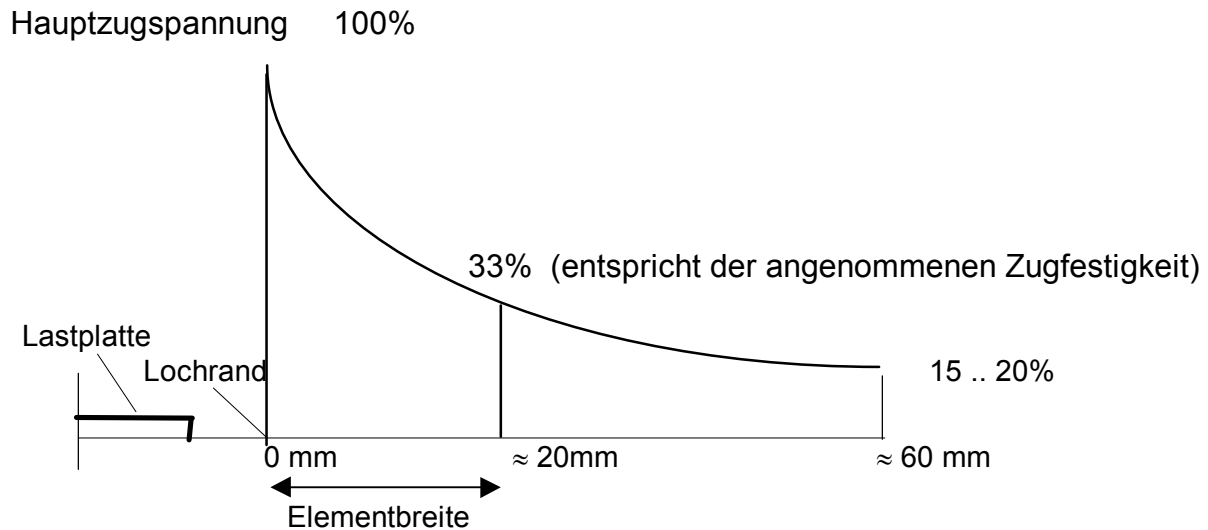


Bild 6.22: Singuläre Hauptzugspannungen nach FE- Berechnung am Lochrand

Hinsichtlich der Auswertbarkeit von numerischen Untersuchungen mittels der FE- Methode, insbesondere von Spannungen in Eck- oder Lochbereichen, wurden mit Solid45- Elementen anhand eines Kragbalkens Gegenüberstellungen durchgeführt. Dabei war von besonderem Interesse die einspringende Ecke des Balkens zur Einspannung. Es wurde dabei der Einfluss der Vernetzungsgeometrie auf die Spannungen festgestellt.

Folgende, in den äußeren Abmessungen gleiche Modelle wurden erstellt:

1. „grobe“, orthogonale Vernetzung (mit Elementlängen von $1/3$ der Kraglänge)
2. „feine“, orthogonale Vernetzung (mit Elementlängen im Eckbereich von $1/5$ der Elementlängen der groben, orthogonalen Vernetzung)
3. im Eckbereich „ausgerundete“ Vernetzung (mit Elementen im Eckbereich in Größe der feinen, orthogonalen Vernetzung)

Durchgeführt wurden die Untersuchungen an einem räumlich idealisierten, kurzen Kragträger mit einer Einzellast an der Kragarmspitze (aufgebracht als Linienlast quer, über die Kragarmbreite). Es wurden statische, linear- elastische Spannungsanalysen durchgeführt mit dem Zweck, die obere Kante der Einspannstelle hinsichtlich der Zugspannungen zu untersuchen. Dafür wurden verschiedene Idealisierungen verglichen.

Zuvor wurden als Vergleich exakte Spannungsberechnungen nach Elastizitätstheorie durchgeführt unter nachfolgenden Annahmen:

- a) Kragarm als Biegestab und
- b) Kragarm als Scheibe.

Beide Zugrundelegungen a) und b) brachten genau die gleichen Ergebnisse für die Biegezugspannungen an der Einspannstelle.

Vergleichend wurde bei den numerischen Untersuchungen mit dem Solid45-Element festgestellt:

Zu 1.: das „grobe“ Modell zeigte für das Einspannmoment beste Übereinstimmung mit der exakten Lösung.

Als Knotenspannungen ausgegeben, wurden für den Eckpunkt der Einspannstelle genau die Spannungswerte der exakten Lösung nach Balken- bzw. Scheibentheorie erhalten. Als Elementspannungen ausgegeben, lag der maximale Spannungswert im Element an der Einspannstelle ca. 30% darüber. Zu den direkten Nachbarelementen war jedoch ein starker Spannungsabfall um etwa 50% festzustellen.

Zu 2.: eine verfeinerte Elementierung brachte merklich höhere Spannungswerte im einspringenden Eckbereich, als die analytische Lösung bzw. die Berechnung mit gröberer Elemententeilung. In diesem Fall lagen sie für die Knotenspannungen etwa 100% höher, bei den Elementspannungen, etwa 150% höher, als exakt bestimmt. Die Spannungsabnahme zu den Nachbar-elementen war kontinuierlicher, als bei der groben Unterteilung.

Zu 3.: die „ausgerundete“ Ecke, i.d.R. als „spannungsspitzenabbauend“ bei FE-Berechnungen angenommen, brachte etwa gleich große Spannungswerte, wie die feine Unterteilung unter 2. Die hier etwa gleich großen Knoten- und Elementspannungen lagen um ca. 125% über denen der exakten Berechnung. Die Spannungsspitze trat direkt an der Rundung auf. Das an der Einspannstelle an die Rundung anschließende erste orthogonal gerichtete Element wies dieselbe Spannung auf, wie aus exakter Berechnung.

Ergebnis:

Beim „groben“ Modell stimmten die Maximalwerte der Knotenspannungen an der Einspannstelle genau mit der exakten Berechnung überein. Die Spannungssprünge zu den Nachbarelementen waren groß. Die feinere, orthogonale Elementierung zeigte etwa gleiche Spannungen auf, wie eine fein elementierte Ausrundung des Eckbereiches. Eine Reduzierung (oder gar Vermeidung) von Spannungsspitzen im einspringenden Eckbereich wurde durch eine Ausrundung nicht erreicht.

Feinere oder ausgerundete Modellierungen bewirken aber kontinuierlichere Spannungsänderungen zu den Nachbarelementen hin. Die theoretisch unendlich hohen Spannungen an einspringenden Ecken spiegeln sich auch bei FE-Berechnungen wieder, insbesondere bei feiner Elementierung in singulären Bereichen.

Die theoretisch singulären Spannungen bei einspringenden Ecken werden durch eine grobe Modellierung auf niedrigere Spannungswerte reduziert, da die aus den Integrationspunkten heraus interpolierten Spannungswerte durch größer werdenden Eckabstand geringer werden.

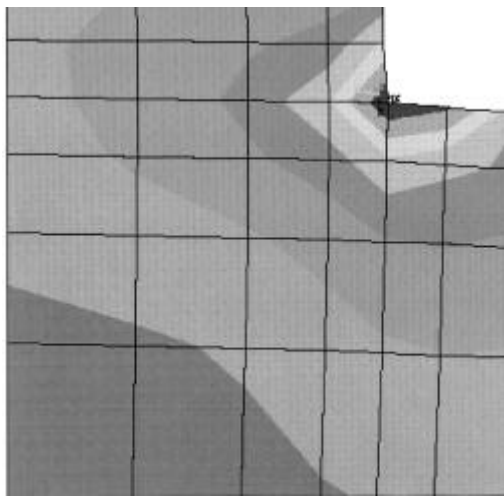
Gegenüberstellung der rechnerischen Ergebnisse für die Maximalspannungen an der Einspannstelle (Spannungen in N/mm^2)

numerisch	Knotenspannung	Elementspannung
Fall 1. „grob“	0,019	0,026
Fall 2. „fein“	0,043	0,055
Fall 3. „ausgerundet“	0,044	0,046

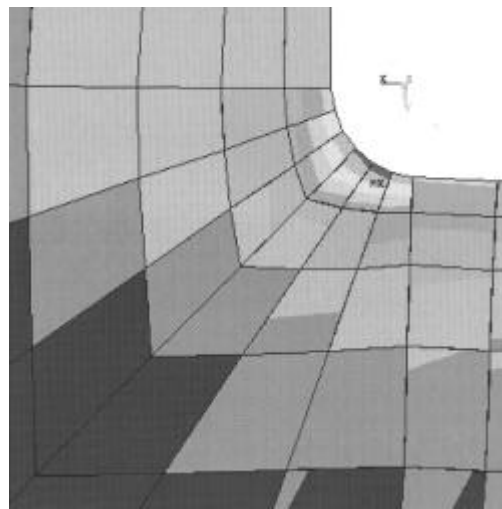
exakt (Elastizitätstheorie; Balken- bzw. Scheibentheorie)

Biegebalken 0,020

Kragscheibe 0,020



a)



b)

Bild 6.22 : Vertikalschnitte durch vernetzte Eckbereiche mit schattiert dargestellter Hauptzugspannungsverteilung a) orthogonal vernetzt b) ausgerundete Ecke

Eine feinere Elementierung nähert sich der theoretischen Lösung nach der Kirchhoff'schen Plattentheorie an, die bei einspringenden Ecken unendlich hohe Spannungen liefert.

Bei der gröberen Unterteilung werden die aus den Integrationspunkten interpolierten Spannungen kleiner, da die Knoten bzw. Integrationspunkte auch größere Abstände zur einspringenden Ecke aufzeigen.

7 Bestimmung einer Ausbruchgleichung für „randferne“ Lasteinleitungsstellen

7.1 Einleitung

In Kapitel 4 wurde auf der Grundlage der experimentellen Ergebnisse, angewandt auf bestehende Verfahren zur Ermittlung von Durchstanzlasten, ein Bemessungskonzept zur Bestimmung von randnahen Ausbruchlasten hergeleitet. Dieses ist außer auf eine randnahe Lage der Lasteinleitungsstellen auch noch auf die vorhandene effektive Dicke der Versuchskörper in Höhe von 150mm festgelegt.

Bei den Experimenten dieser Arbeit wurde festgestellt, dass ab einem Randabstand der Lasteinleitung von ca. 150mm -das entspricht einem Verhältnis von Randabstand zu effektiver Plattendicke von 1,0- keine Bruchlasterhöhungen mehr auftraten. Die Ausbruchlasten bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen waren etwa so groß wie bei mittiger Lasteinleitung bei den Vorversuchen. Ab einem Randabstand von 150mm kann somit bereits von „randfernen“ Einzelverankerungen ausgegangen werden. Dabei ergaben sich reine Kegelausbrüche, zumeist Kegelausbrüche kombiniert mit Biegezugversagen an der Plattenunterseite. Für die weiter innenliegenden Lasteinleitungsstelle, mit Randabständen von 200mm und 250mm, stellte sich bei fast allen Versuchen der kombinierte Versagensfall ein.

Nachfolgend wird ein Bemessungskonzept erstellt, das sich auf „randferne“ Lasteinleitungsstellen mit veränderlicher effektiver Dicke bezieht. Grundlage dafür sind die experimentellen Ergebnisse, kombiniert mit erweiterten numerischen Untersuchungen.

7.2 Festlegung eines approximierten Exponenten für eine variierende effektive Plattendicke

7.2.1 Vorgehensweise

Bei der Festlegung empirischer Formeln zur Ermittlung von Ausbruchlasten ist die Verankerungstiefe ein wichtiger, für die zu ermittelnde Bruchlast zu approximierender Faktor. Von verschiedenen Autoren und Instituten wurde aus Versuchen an Normalbeton und Berechnungen dieser Faktor -auch mit h_v für Verankerungstiefe bezeichnet- mit einem Exponenten von zumeist 1,5 oder 1,0 festgelegt ($h_v^{1,5}$, $h_v^{1,0}$).

Zur Ermittlung von Spannungen in Abhängigkeit von einer variierenden effektiven Plattendicke wurde aus numerischen Berechnungen unter Berücksichtigung verschiedener effektiven Dicken ein Exponent für den Faktor h_{ef} ermittelt, der die beste Näherung für die aus den Berechnungen erhaltenen Spannungen aufzeigt.

Innerhalb der effektiven Plattendicke gibt es zwei kritische Bereiche, von denen ein Bruch ausgehen kann:

- a) der *Lasteinleitungsbereich* am Lochrand, über den ein Kegelausbruch infolge schräger Hauptzugspannungen entsteht und
- b) die *Plattenunterseite*, an der Biegezugspannungen bruchverursachend sind, kombiniert mit einem Kegelausbruch.

Zur Ermittlung eines Exponenten für h_{ef} wurden Untersuchungen für die jeweils unter a) und b) beschriebenen Versagensarten geführt.

Bei Variation der Dicke h_{ef} wurde über numerisch ermittelte Spannungen ein Exponent über h_{ef} festgelegt, der die beste Approximation aufzeigte. Dabei verhielten sich die Verankerungstiefe und die Spannung zueinander umgekehrt proportional. Es wurde bei den numerischen Untersuchungen immer die gleiche Last aufgebracht.

Über die Vorgehensweise: $h_{ef}^{\text{Exponent}} \cdot \sigma \rightarrow C$
 oder analog: $N_U / h_{ef}^{\text{Exponent}} \rightarrow C'$

wurde somit bei veränderlichem h_{ef} mit einem zugeordneten Exponenten und der Spannung σ aus jeweiliger Berechnung ein Wert C bestimmt. Dabei wurde möglichst eine möglichst geringe Abweichung untereinander angestrebt. D.h. es wurden mit einem gewählten Exponenten für die verschiedenen effektiven Dicken, multipliziert mit der jeweils erhaltenen Spannung (bei derselben Belastung), die Werte C ermittelt. Dieser Vorgang wurde für eine Anzahl (bis zu neun) gewählter Exponenten durchgeführt.

zu a) *Lasteinleitungsbereich*: es wurden sechs verschiedene effektive Dicken zwischen 37,5 mm und 150 mm untersucht, in Abständen von ca. 18 mm. Die Bereiche von $h_{ef} > 150$ mm zeigten untereinander die gleichen Spannungen auf, d. h. es ergaben sich keine unterschiedlichen Spannungenwerte für den Bereich $h_{ef} = 150$ mm ... 300 mm. Dieser Bereich ist separat anzusehen und wurde bei der Ermittlung des Exponenten nicht weiter berücksichtigt.

Insgesamt wurde für 9 verschiedene Exponenten ein Beiwert C ermittelt und die Standardabweichung und Variationkoeffizient bestimmt.

zu b) *Plattenunterseite*: es wurden neun verschiedene effektive Plattendicken zwischen $h_{ef} = 56$ mm bis 300 mm untersucht, die in Abständen zwischen ca. 18 mm (unterhalb $h_{ef} = 150$ mm) und 37 mm (oberhalb $h_{ef} = 150$ mm) lagen. Insgesamt wurden dabei 8 verschiedene Exponenten gegenübergestellt.

7.2.2 Gegenüberstellung von statistischen Größen zur Ermittlung der Zugspannungen an der Plattenunterseite

Nachfolgend wird beispielhaft die Ermittlung der Standardabweichung für einen Exponenten vorgenommen. Exemplarisch wird der Exponent 1,25 zugrundegelegt. Zunächst wurden für neun verschiedene effektive Plattendicken

zwischen 56,25 mm und 300 mm (1. Spalte) unter derselben Last die Spannungen (2. Spalte) numerisch bestimmt. Es handelt sich dabei um die Hauptzugspannungen an der Plattenunterseite. Die Verankerungstiefe und die Spannung verhalten sich umgekehrt proportional zueinander. Es wurden Werte $C = h_{\text{ef}}^{\text{Exponent}} \cdot \sigma$ mit minimaler Abweichung untereinander angestrebt.

h_{ef} (mm)	dazugeh. σ	$C = h_{\text{ef}}^{1,25} \cdot \sigma$
56,25	1,6	246,5
75	1,18	260,4
93,75	0,85	248
112,5	0,7	256,5
150	0,4	210
187,5	0,27	187,3
225	0,23	200,4
262,5	0,18	190,2
300	0,16	199,8

Mittelwert $C_m = 222$

Standardabweichung $s = 28,4$

Variationskoeffizient $v = 12,8 \%$

In Bild 7.1 und 7.2 sind die Variationskoeffizienten in Abhängigkeit von den Exponenten (zwischen 1,0 und 2,0) in einer polygonalen Kurve dargestellt.

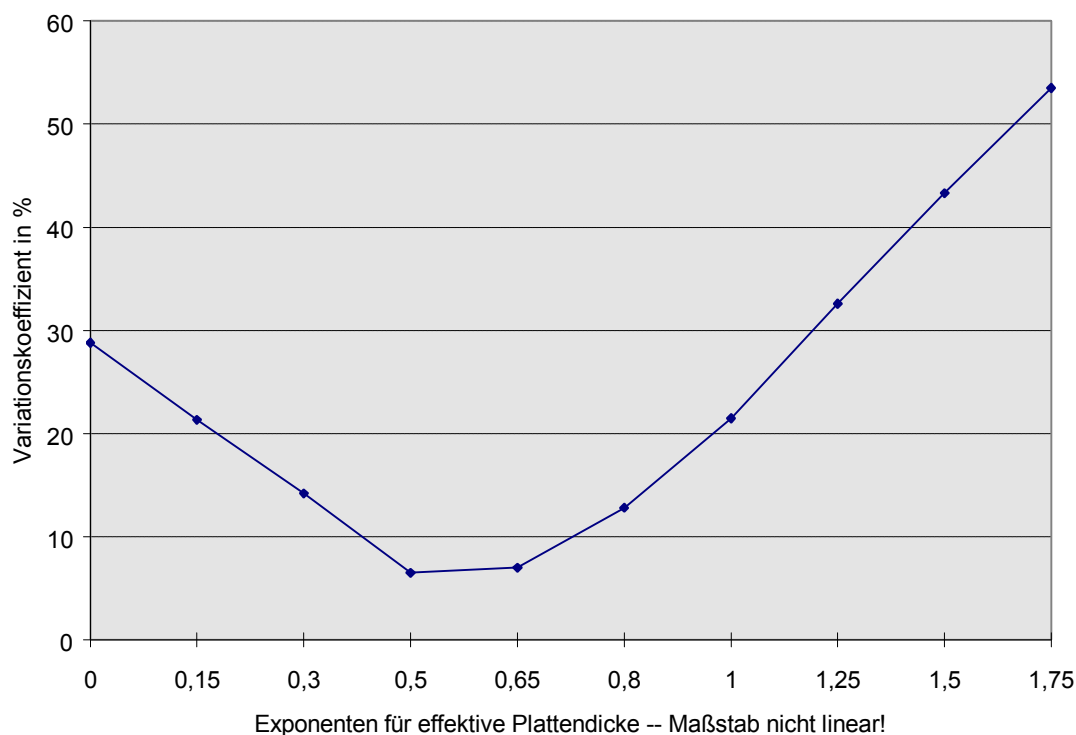


Bild 7.1: Statistische Kurve für Exponenten von h_{ef} für den Lasteinleitungsbereich

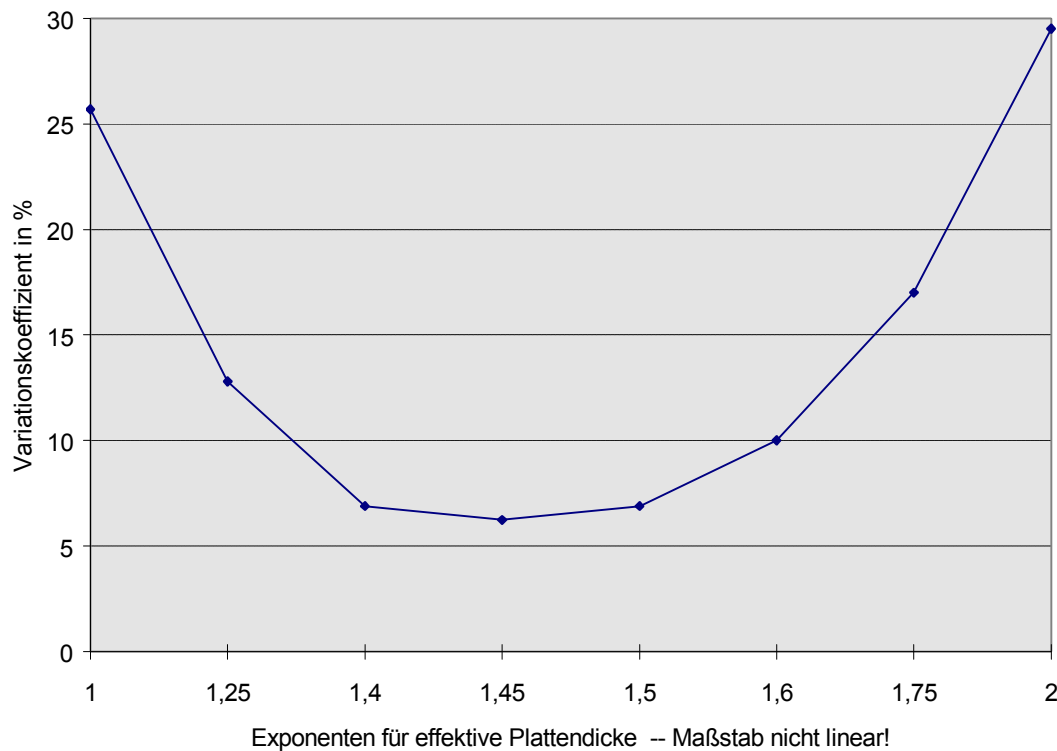


Bild 7.2: Statistische Kurve für Exponenten von h_{ef} für die Plattenunterseite

Bei den statistischen Untersuchungen für a) und b) ergaben sich folgende Resultate:

für a), Lasteinleitungsbereich, wurde die beste Approximation für den Exponenten 0,6 erzielt, bei dem sich für die 6 verschiedenen effektiven Plattendicken ein Variationskoeffizient von $v = 6,1\%$ ergab. Ebenfalls geringe Abweichungen ergaben sich für den Exponenten 0,5 mit $v = 6,5\%$ sowie für den Exponenten 0,65 mit $v = 7\%$.

Es kann somit festgehalten werden, dass für die Ermittlung der Größe der Hauptzugspannungen im *Lasteinleitungsbereich* in Abhängigkeit von der effektiven Plattendicke die Exponenten mit 0,5 bis 0,65, d.h. $\sqrt{h_{ef}}$ bis etwa $h_{ef}^{2/3}$, die beste Näherung bringen. Die Spannungen, über die der Exponent ermittelt wurde, waren singuläre Zugspannungen am Lochrand, die theoretisch unendlich hoch sind. Für die Erstellung einer Ausbruchgleichung werden die hierbei ermittelten Exponenten somit nicht verwendet.

b) für die *Plattenunterseite* mit Biegezugbruch als maßgebende Versagensart für weiter innenliegende Lasteinleitungsstellen wurde die beste Approximation für den Exponenten 1,45, d.h. $h_{ef}^{1,45}$ erzielt. Dafür ergab sich ein Variationskoeffizienten von $v = 6,2\%$. Dicht daneben lag der Exponent 1,5 mit $v = 6,7\%$ und 1,4 mit $v = 6,9\%$. Für alle weiteren untersuchten Exponenten war ein deutliches Anwachsen der Variation zu erkennen, Bild 7.2.

Bei reinen Kegelausbrüchen bei Normalbeton brachte der Exponent 1,5 für die effektive Plattendicke die beste Näherung und findet somit zumeist Anwendung bei empirischen Ausbruchgleichungen .

Ergebnis:

Bei einer statistischen Ermittlung eines Exponenten für h_{ef} bei Variation der effektiven Plattendicke ergab sich für den Erhalt der Spannungen als beste Näherung:

- a) Lasteinleitungsbereich: $\sqrt{h_{ef}}$, sowie
- b) Plattenunterseite als bruchverursachender Bereich: $h_{ef}^{1,45}$.

7.3 Festlegung der Ausbruchgleichung

Es wurde eine empirische Gleichung erstellt, die unter Berücksichtigung der Materialfestigkeit und der effektiven Plattendicke bzw. Verankerungstiefe, sowie einem empirischen Faktor k die Ausbruchlast N_u liefert. Die beste Approximation wurde für die Zugfestigkeit über $\beta_D^{2/3}$ (Kapitel 5) und der Einfluss der Plattendicke auf die Spannungen über $h_{ef}^{1,45}$ (Kapitel 7.2) erzielt. Eine Gleichung zur Ermittlung der Ausbruchlasten „randferner“ Lasteinleitungsstellen kann für Porenbeton somit bei bekannter Druckfestigkeit und bei variierender effektiver Plattendicke in der Form

$$N_u = k \cdot \beta_D^{2/3} \cdot h_{ef}^{1,45} \quad (7.1.a)$$

festgelegt werden.

Der empirische Faktor k soll die Gleichung für verschiedene Festigkeitswerte und Verankerungstiefen allgemein erfüllen, mit der statistisch geringsten Abweichung. Für jede Lasteinleitungsstelle wurde somit aus acht bekannten Bruchlasten mit 4 verschiedenen Würfel Druckfestigkeiten β_D (aus 4 Serien) und *einer* effektiven Plattendicke von $h_{ef} = 150\text{mm}$ ein empirischer Beiwert k bestimmt. Dabei ergaben sich innerhalb jeder Lasteinleitungsstelle unter den 8 einzelnen k - Faktoren Variationskoeffizienten von ca. 5 %.

Ermittlung des Faktors k :

Für die „randfernen“ Lasteinleitungsstellen in den Achsen 3, 4 und 5 (150mm, 200mm und 250 mm Randabstand) ergab sich ein gemittelter Wert von **$k = 4,2$** . Der kleinste Faktor ergab sich in Achse 3 / E mit $k = 4,08$ und $v = 5,24 \%$; größter Faktor in Achse 3 / C mit $k = 4,27$ und $v = 5,28\%$. In Bild 7.3 sind die ermittelten Beiwerte k für jede Lasteinleitungsstelle dargestellt.

Der aus den Achsen 3,4 und 5 gemittelte Wert **$k = 4,2$** wird somit für die Gleichung 7.1.a zur Ermittlung von Ausbruchlasten „randferner“ Lasteinleitungsstellen zugrunde gelegt.

Somit ergibt sich für die Ermittlung von Ausbruchlasten in Porenbeton bei randfernen Lasteinleitungsstellen folgende Ausbruchgleichung:

$$N_u = 4,2 \cdot \beta_D^{2/3} \cdot h_{ef}^{1,45} \quad (7.1.b)$$

	5					4,22
	4				4,18	4,3
Beginn des Bereiches ungefähr gleicher Ausbruchlasten	3			4,27	4,135	4,08
	2		3,39	3,92	3,92	3,8
Bereich mit zunehmendem Einfluss der Randnähe	1	1,485	2,07	2,36	2,54	2,5
		A	B	C	D	E

Bild 7.3: Faktoren k für jede Lasteinleitungsstelle

7.4 Vergleich der Ausbruchgleichungen von Normalbeton mit Porenbeton

Nach [41, 44, 56] wird die Ausbruchlast randferner Kopfbolzenverankerungen für Normalbeton über folgende empirische Gleichung ermittelt:

$$N_u = k \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot h_v^{1,5} \quad (7.2)$$

mit N_u = Beton- Ausbruchlast einer randfernen Einzelverankerung

$k = 15,5$ für Kopfbolzenverankerungen in Normalbeton

β_w = Beton- Würfeldruckfestigkeit in N/mm^2

h_v = Verankerungstiefe in mm (entspricht h_{ef})

Obwohl für die Verankerungstiefe bzw. effektive Dicke sowie bei den approximierten Festigkeiten zwischen den Gleichungen 7.1 und 7.2 unterschiedliche Exponenten zum Ansatz kommen, fällt der Faktor $k = 4,2$ für Porenbeton gegenüber dem Faktor $k = 15,5$ für Normalbeton bedenklich kleiner aus. Die Ursache hierfür ist bei unterschiedlichem Materialverhalten bei der Bruchentwicklung zu suchen.

Hierzu wurde ein Vergleich des Bruchverhaltens von Normalbeton mit Porenbeton angeführt.

Bei den Experimenten mit Porenbeton wurde ein plötzliches Spröbruchverhalten festgestellt, ohne jegliche Vorankündigung. Die Rissentwicklung war instabil, vor Brucheintritt waren keine Spannungsumlagerungen anzunehmen. Numerische Berechnungen zeigten für diesen Zustand Spannungsspitzen-

werte am Lochrand auf, die die angenommene Zugfestigkeit überschritten. Die hohen Spannungen beruhten auf numerischer Singularität bei der einspringenden Ecke, die im Abstand von 20 mm zu dieser hin auf die Zugfestigkeit abgeklungen waren. Gleichzeitig erreichten die Hauptzugspannungen an der Plattenunterseite die angenommene Zugfestigkeit. Es ergaben sich Kegelausbrüche, bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen kombiniert mit einem Biegezugbruch. Der plötzliche Bruchvorgang ging bei den Versuchen mit einer sehr hohen Geschwindigkeit vonstatten, die keine Beobachtung der Rissentwicklung zuließ.

Die Ausbruchversuche bei Beton (Eligehausen u.a., 1989) gaben Einblick über den Spannungsverlauf über die Bruchfläche während der Rissentwicklung. Es trat hier zunächst ein stabiles Risswachstum auf. Diese Untersuchungen stellten das Verhalten während des Bruchvorganges, ausgehend von einer Rissentwicklung um den Lasteinleitungsbereich (Kopfbolzen) dar. Dabei ergaben sich zunächst ebenfalls an der Risswurzel im Lasteinleitungsbereich die größten Zugspannungen, die mit zunehmendem Abstand von der Lasteinleitungsstelle rasch abklungen. Bei Erreichen der aufnehmbaren Zugspannung entstanden im Risswurzelbereich Mikrorisse, die dort einen Spannungsabbau bewirkten. Dann verlagerten sich die Spannungen an der Bruchmantelfläche weiter nach außen hin. Die Spannungen verteilten sich somit auf einen größeren Bereich, wodurch auch eine größere Last aufgenommen werden konnte. Bei Ausziehversuchen von Kopfbolzen in Normalbeton wurde bei Erreichen der ersten Risse (erstes Überschreiten der Zugfestigkeit) erst ca. 30% der endgültigen Ausbruchlast erreicht. In Bild 7.4 wird dargestellt, dass bei einem Verhältnis von vorh. $N / N_u = 0,3$ nach [31, 44] wird zunächst die Zugfestigkeit des Normalbetons im Lasteinleitungsbereich erreicht ist. Bei einer Laststeigerung auf vorh. $N / N_u = 0,9$ ist die Spannungsumhüllende nach weiter außen hin verlagert, mit einer eindeutig größeren eingeschlossenen Spannungsfläche darunter. Dieser laststeigernde Effekt tritt bei Porenbeton aufgrund seiner hohen Sprödigkeit nicht auf.

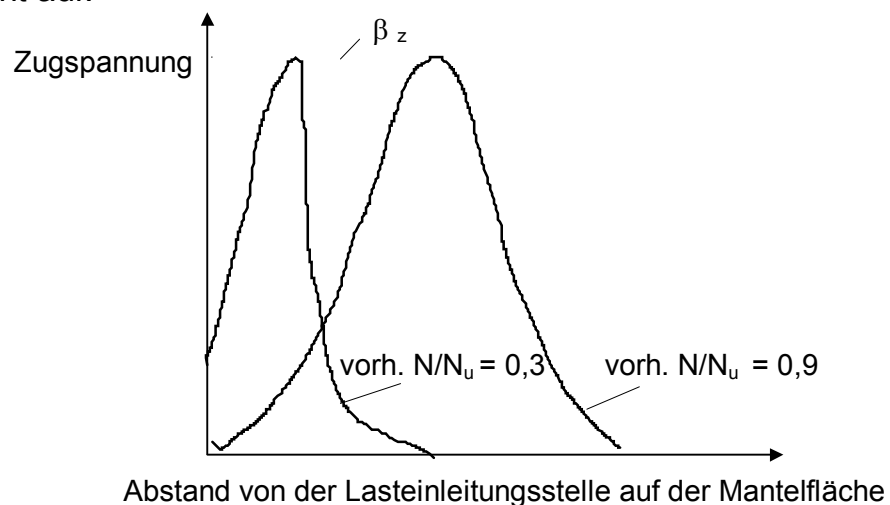


Bild 7.4: Zugspannungsverteilung entlang der Bruchfläche des Ausbruchkegels, nach [44] (Eligehausen und Sawade).

Die in Kapitel 7.3 erstellte Ausbruchgleichung für Porenbeton basiert auf einem Kegelausbruch kombiniert mit Biegezugversagen an der Plattenunterseite, wodurch der Ausbruchkegel zusätzlich vertikal geteilt wird. Nachfolgend wird die Ausbruchgleichung von Normalbeton und Porenbeton gegenübergestellt.

Dabei wird ein zahlenmäßiger Vergleich der Ausbruchgleichungen bei sonst gleichen Bedingungen -fiktiv die gleiche Festigkeit $\beta_W = \beta_D = 5,0 \text{ N/mm}^2$ und einer gleichen effektiven Dicke $h_V = h_{ef} = 150 \text{ mm}$ - vorgenommen:

a) für Normalbeton: $N_u = 15,5 \cdot 150^{1,5} \cdot \sqrt{5,0} = 63673 \text{ N}$ (7.3a)

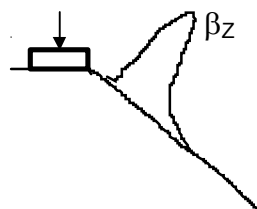
b) für Porenbeton: $N_u = 4,2 \cdot 150^{1,45} \cdot 5,0^{2/3} = 17562 \text{ N}$ (7.3b)

Resultat: es ergibt sich für Fall b) nur 28% ($\approx 30\%$) der Ausbruchlast gegenüber Fall a); bzw. für Fall a) das 3,6-fache von Fall b).

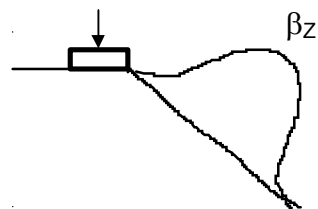
Es kann somit angenommen werden, dass der Faktor $k = 4,2$ bei der Ausbruchgleichung für Porenbeton nach Kapitel 7.3 gegenüber dem Faktor $k = 15,5$ bei der Ausbruchgleichung für Normalbeton darauf zurückzuführen ist, dass bei Porenbeton aufgrund seines Spröbruchverhaltens gegenüber Normalbeton keine Spannungsumlagerung mehr stattfindet.

Fall a)
Normalbeton

vorh. $N / N_u = 0,3$

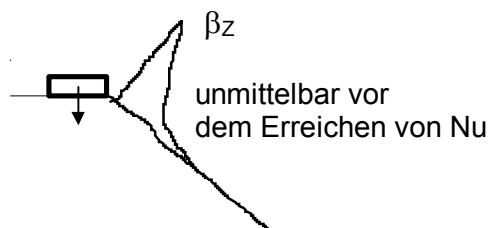


vorh. $N / N_u = 0,9$



Fall b)
Porenbeton

vorh. $N / N_u < 1,0$



vorh. $N / N_u = 1,0$

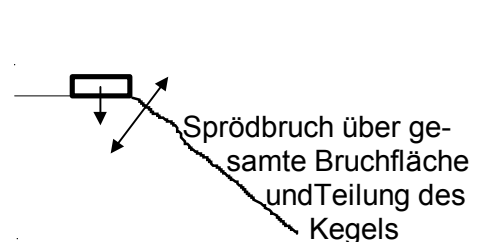


Bild 7.5: Zugspannungsverteilung entlang der Bruchfläche in verschiedenen Belastungszuständen mit β_z als Zugfestigkeit des jeweiligen Materials

7.5 Ergebnis

Es wurde eine empirische Ausbruchgleichung für „randferne“ Lasteinleitungsstellen ermittelt. Dabei wurde davon ausgegangen, dass bei einem Verhältnis des Randabstandes der Lasteinleitungsstelle zur effektiven Plattendicke von $\geq 1,0$ ein „randferner“ Zustand vorliegt. Diese Aussage beruht auf den experimentellen Ergebnissen.

In der entwickelten Gleichung (7.2) kann die effektive Plattendicke variiert werden; die Druckfestigkeit β_D muss bekannt sein.

Für die Ermittlung der Ausbruchlast ergibt sich für Porenbeton die Gleichung 7.1.b:

$$N_u = 4,2 \cdot \beta_D^{2/3} \cdot h_{ef}^{1,45}$$

Die Exponenten $2/3$ über β_D und $1,45$ über h_{ef} sind aus den Experimenten und numerischen Berechnungen heraus mittels statistischer Methoden approximierte Werte. Der Faktor 4,2 ergab sich unter Miteinbeziehung aller experimentellen Bruchlasten für die Lasteinleitungsstellen ab 150 mm Randabstand und aus den gemessenen Würfeldruckfestigkeiten β_D .

Die Ausbruchgleichung für Kopfbolzenverankerungen in Normalbeton, (7.2), enthält den Beiwert $k = 15,5$. Der ermittelte Beiwert $k = 4,2$ für Porenbeton liegt merklich tiefer. Neben den unterschiedlichen Exponenten über den Würfeldruckfestigkeiten wird dafür als Ursache das Spröbruchverhalten von Porenbeton angenommen, das sich unmittelbar nach Überschreitung der Zugfestigkeit plötzlich einstellt und sich instabil (überkritisch) über die gesamte Bruchfläche ausbreitet. Bei Normalbeton hingegen findet eine Umlagerung von Spannungsspitzen an der Lasteinleitungsstelle zum Körperinneren entlang des Bruchmantels statt. Dies geschieht nach der Bildung von Mikrorissen um den Lasteinleitungsbereich herum. Die Spannungsverteilung findet bei Laststeigerung dann über einen merklich größeren Bereich der Mantelfläche statt, was eine entsprechend größere Ausbruchlast zur Folge hat. Man kann davon ausgehen, dass infolge des spröden Materialverhaltens von Porenbeton gegenüber Normalbeton die Ausbruchlast ungefähr mit dem Faktor 0,3 reduziert wird. Bei diesem Vergleich ist festzuhalten, dass bei Porenbeton außer dem Kegelausbruch zusätzlich das Eintreten eines Biegezugbruches stattfinden kann. Bei den Versuchen mit Normalbeton mit $k = 15,5$ handelt es sich um den Mittelwert $k_{(50\%)}$, sodass der direkte Vergleich mit dem Mittelwert für $k = 4,2$ bei Porenbeton angebracht ist.

Unter Berücksichtigung des 5%- Fraktils wurde bei der Ausbruchgleichung für Porenbeton der Faktor $k_{(5\%)} = 2,81$ festgelegt.

Desweiteren ist bei praktischer Anwendung der Ausbruchgleichungen (7.1) zu berücksichtigen:

- Einbeziehung von Teilsicherheitsbeiwerten
- Modifizierung der Ausbruchgleichung dahingehend, dass deklarierte Festigkeitswerte verwendet werden können (analog Kapitel 4.1.3)

8 Numerische Risssimulation

8.1 Risssimulation unter Verwendung des Solid65- Elementes

8.1.1 Allgemeines

Eine über die Bruchoberfläche als bruchverursachend angepasste Verteilung Zugspannungen konnte über den linear- elastischen Spannungszustand nicht ermittelt werden. Durch die linear- elastischen Untersuchungen wurde der Spannungszustand nur unmittelbar *vor* Brucheintritt wiedergegeben; dieser ist auch qualitativ nicht mit den Spannungszuständen während des Rissvorganges gleichzusetzen. Der Spannungszustand entlang der Bruchoberfläche des Ausbruchkegels ändert sich während der Rissentwicklung. Bei einer spröden Rissbildung übersteigt dabei die frei werdende elastische Energie die Oberflächenenergie. Dieser Vorgang wird auch als "überkritische" oder "instabile" Rissbildung bezeichnet. Um diese numerisch nachzuvollziehen, wurde eine iterative Berechnung durchgeführt. Dabei passt sich ein neuer Spannungszustand schrittweise an die Rissentwicklung an. Die Steifigkeit hängt dann nicht mehr linear von der Verschiebung ab. Während der iterativen Berechnung wird dabei die Steifigkeitsmatrix entsprechend schrittweise verändert. Zur Erzeugung einer Rissoberfläche ist Oberflächenenergie erforderlich, die der elastisch gespeicherten Verformungsenergie "entnommen" wird.

Eine iterative Risssimulation wurde mit Solid65- Elementen durchgeführt. Dabei handelt es sich um isoparametrische Volumenelemente mit dem Materialgesetz für Beton [78]. Diese Elemente können eine sogenannte „verschmierte“ Rissbildung darstellen, d.h. bei Überschreitung einer vorgegebenen Druck- oder Zugfestigkeit versagt das Element in Richtung der Überbeanspruchung, hier z.B. in Richtung der größten Hauptzugspannung. In den Integrationspunkten wird dabei der E- Modul zu Null gesetzt. Auf das Modell wurde die Beanspruchung schrittweise (kraft- oder weggesteuert) bis zu einer vorgegebenen Höchstlast oder Maximalverschiebung eingeprägt. Iterativ wurde unter Berücksichtigung des Ausfallens von Elementen wieder Gleichgewicht gesucht und weitergerechnet. Nach einer bestimmten Rissausbreitung brach dann das Programm aus Gleichgewichtsgründen (fehlende Konvergenz) die Berechnung ab.

8.1.2 Untersuchungen an der Lasteinleitungsstelle 5/E

Es wurden kraftgesteuerte und weggesteuerte Berechnungen jeweils am „feineren“ 8- Schichtenmodell und am „gröberen“ 5- Schichtenmodell für die Lasteinleitungsstelle 25 / 25 cm (5/E) durchgeführt. Dabei wurden die kraftgesteuerten Berechnungen durch Pressungen auf die Lastplattenoberfläche

bewirkt, die weggesteuerten durch vorgegebene Verschiebungen der Elementknoten der Lastplatte.

8.1.2.1 Kraftgesteuert, am 8- Schichtenmodell

Die vorgegebene größte Druckspannung auf die Lasteinleitungsplatte betrug 5 N/mm^2 , aufgebracht über 10 (gewählte) Lastschritte. Programminterne Unterschritte sind möglich. Es wurden die Versagensspannungen für das Material mit $4,5 \text{ N/mm}^2$ bei Druck und $0,45 \text{ N/mm}^2$ bei Zug vorgegeben.

Es stellte sich Zugversagen ein, ausgehend vom Lochrand. Dabei traten die ersten Zugrisse bei 30% der experimentellen Bruchlast auf. Sie traten infolge Spannungsspitzen auf und verliefen kreisrund durch die erste horizontale Elementschicht (über 18mm Höhe). Weiter nach außen benachbarte Elemente zeigten Rissbildung mit flacher Neigung auf (ca. 20°), ebenfalls kreisrund verlaufend. In der 3. und 4. horizontalen Elementschicht (bis 37 mm und 56 mm Tiefe) war eine weiterverlaufende Rissbildung unter einem Winkel von 60° festzustellen, mit Neigung der Risse im einzelnen Element unter 45° und 20° . Dabei wurden 60% der experimentell ermittelten Bruchlast erreicht, wonach das Programm aus Konvergenzgründen die Berechnung abbrach. Die zuletzt eingetretenen Risse waren in 56 mm Tiefe und hatten einen horizontalen Abstand von 3 bis 4 cm zum Lochrand hin.

Der frühe Beginn der Rissbildung bei nur 30% der vorgegebenen experimentellen Bruchlast wurde durch die Spannungsspitzen am Lochrand verursacht, die bei der linear- elastischen Berechnung das etwa dreifache der Zugfestigkeit aufzeigten.

8.1.2.2 Kraftgesteuert, am 5- Schichtenmodell

Lastvorgabe, wie unter 8.1.2.1. Es wurde nur eine Rissausbreitung in der ersten Elementschicht (bis zu 30 mm tief unter der Lasteinleitungsebene) festgestellt. Diese Risse verliefen im Grundriss kreisrund unter der Lochkante unter einem Winkel von 45° gegen die Horizontale, und somit senkrecht zur Hauptzugspannung. Bruchbeginn und -ende lagen kurz hintereinander bei etwa 30% der experimentellen Bruchlast. Gegenüber 8.1.2.1 wurde eine Verschlechterung der Ergebnisse erzielt, d.h. die Risssimulation erstreckte sich nur über eine sehr kleine Belastungsspanne.

8.1.2.3 Weggesteuert, am 8- Schichtenmodell

Bei der weggesteuerten Berechnung werden schrittweise Verschiebungen an Knoten bis zu einer vorgegebenen Maximalverschiebung aufgebracht.

Es wurde eine Maximalverschiebung von 0,48 mm vorgegeben. Dieser Wert liegt ca. 10% über der Maximalverschiebung bei linear- elastischer Berechnung unter Vorgabe der Bruchlast aus den Versuchen. Für die iterative Be-

rechnung wurde durch entsprechende Voreinstellung dem Programm eine weitgehendst feine Lastschritteinteilung ermöglicht. Beginn der Rissbildung war bereits bei 7,5% der vorgegebenen Maximalverschiebung. Die ersten Risse traten gleich unter dem Lochrand, zur Einspannstelle hin, auf. Dabei wurde die vorgegebene Zugfestigkeit als Spannungsspitze erreicht. Die Rissneigung in den einzelnen Elementen lag bis zu 45 Grad gegen die Horizontale. Druck- und Querkzugspannungen lagen in diesem Bereich bei ca. 20 .. 25% ihrer Festigkeit. Eine Rissausbreitung war in den oberen 4 von insgesamt 8 Elementschichten vorhanden, d.h. bis in eine Tiefe von 75 mm unter der Lasteinleitungsebene (halbe effektive Plattendicke). Auch in diesem Bereich rissen die Elemente unter 45 Grad und bei Erreichen der vorgegebenen Zugfestigkeit. Insgesamt breiteten sich die Zugrisse unter 55 Grad gegen die Horizontale nach unten hin aus, fortschreitend mit dem Überschreiten der Zugfestigkeit in den Elementen. Das Ergebnis zeigte keine gute Übereinstimmung mit der experimentellen Bruchkegelneigung, die sich flacher einstellte.

8.1.2.4 Weggesteuert, am 5- Schichtenmodell

Aus der linear- elastischen Berechnung ergaben sich bei Vorgabe der experimentellen Bruchlast Vertikalverschiebungen unter der Lastplatte von 0,20 mm. Es wurde eine Maximalverschiebung von 0,24 mm vorgegeben, die in 10 Laststufen aufgebracht werden sollte. Diese konnten zur besseren Konvergenz programmintern noch weiter unterteilt werden. Die erste Rissbildung trat bei 17% der vorgegebenen Maximalverschiebung auf, zwischen Lastplatte und Lochrand. Die Risse breiteten sich im Grundriss kreisrund bis unter 45° Neigung aus, bis zu 5 cm unterhalb der Lasteinleitungsebene. Mit fortschreitender Verschiebung entstand weitere Rissbildung in den darunter liegenden beiden weiteren Elementschichten. Die Rissneigung betrug dort bis zu 70° gegen die Horizontale.

Bei 53% der vorgegebenen Maximalverschiebung der Lastplatte brach das Programm die Berechnung aus Konvergenzgründen ab. Der zuvor beschriebene Rissverlauf entsprach näherungsweise nur bei Rissbeginn (d.h. in der oberen Elementschicht) mit 0° bis 45° der Bruchflächenneigung aus dem Experiment. Die im Grundriss kreisrund verlaufenden äußeren gerissenen Elemente lagen in allen Elementschichten übereinander.

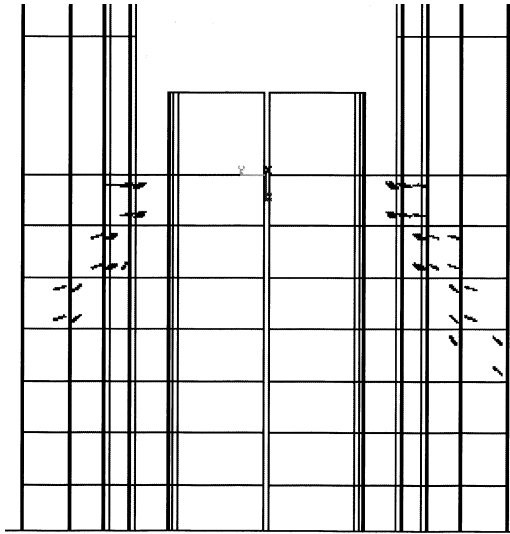


Bild 8.1: Vertikalschnitt durch Lasteinleitungsbereich mit Rissbildung bis in die ersten 4 Elementschichten beim weggesteuerten 8-Schichtenmodell, Kap. 8.1.2.3

8.1.2.5 Ergebnis

Bei der numerischen Risssimulation erfasste die weggesteuerte Berechnung gegenüber der lastgesteuerten größere Risstiefen. Dabei lag bei der Wegsteuerung eine bessere Konvergenz mit späterem Abbruch der Berechnung gegenüber einer Laststeuerung vor. Ursache hierfür ist ein sich besser einstellendes Gleichgewicht zwischen inneren und äußeren Kräften bei der weggesteuerten Risssimulation, da eine Abnahme der Last während der Rissentwicklung erfolgen kann. Bei überkritischem (instabilen) Risswachstum, wie im vorliegenden Problem, wirkt sich bei einer numerischen Risssimulation eine Wegsteuerung hinsichtlich Konvergenz besser aus, als eine Kraftsteuerung. Die Rissentwicklung im Experiment verlief über ca. 25° gegen die Grundfläche und wurde durch diese Risssimulation nur unzureichend nachvollzogen.

α : Winkel der Rissausbreitung
 t : Risstiefe bei Abbruch der Berechnung

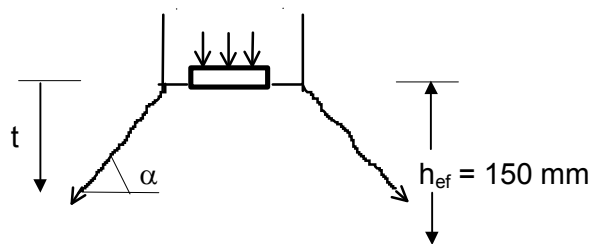


Bild 8.2: Vertikalschnitt durch Ausbruchbereich unter der Lasteinleitungsstelle mit geometrischen Definitionen

Lasteinleitungsstelle 25 / 25 cm (Stelle 5 / E)

	Kraftsteuerung		Wegsteuerung	
	8- Schichten- modell	5- Schichten- modell	8- Schichten- modell	5- Schichten- modell
Winkel α (Grad)	20 ... 60	45	45 ... 55	45 ... 70
Tiefe t (mm)	55	30	75	70
*) Rissbeginn (%)	30	30	7	17
*) Rissabbruch (%)	60	31	55	52

Tabelle 8.1: Ergebnisse der Risssimulation für die „randferne“ Lasteinleitungsstelle 5/E bei Abbruch der Berechnung

*) prozentualer Wert der vorgegebenen maximalen Last bzw. Verformung bei Rissbeginn oder Abbruch der Risssimulation. Hinweis: Ein direkter Vergleich dieser Werte zwischen Verformungs- und Laststeuerung ist nicht möglich. D.h., wenn z.B. 30 % der vorgegebenen maximalen Last einwirkt, ist nicht derselbe Zustand vorhanden, wie bei Einwirken von 30 % der vorgegebenen Maximalverschiebung, da infolge Rissbildung kein lineares Verhältnis mehr zwischen Last und Verschiebung besteht.

8.1.3 Numerische Risssimulation von randnahen Lasteinleitungsstellen

Als randnahe Lasteinleitungsstellen werden Risssimulationen für die Lasteinleitungsstellen 1/A und 1/E nachfolgend dargestellt. Diese wurde vollständig durchgeführt.

8.1.3.1 Lasteinleitungsstelle 1 / A (50mm / 50mm)

Kraftgesteuerte Risssimulation

Es stellte sich Zugversagen ein, ausgehend vom Lochrand. Die Rissentwicklung begann bei 38,5% der vorgegebenen Höchstlast; aus Konvergenzgründen wurde schon bei ca. 43% der Höchstlast abgebrochen. Die gesamte Rissentwicklung fand nur in der ersten Elementschicht statt, 3 cm tief unter der Lasteinleitungsebene. Es stellten sich steil verlaufende Risse unter 60 Grad Neigung unter dem Bereich zwischen Lochkante und Lastplattenkante ein. Die weiter außen liegenden Risse, im Abstand bis zu 3,5 cm von der Lochkante entfernt, zeigten Neigungen von ca. 30 Grad auf. Um eine Aussage über den Rissverlauf beim Bruch zu treffen, lieferte diese Berechnung ein unzureichendes Ergebnis.

Weggesteuerte Risssimulation

Es wurde die aus linear- elastischer Berechnung ermittelte Verformung, die unmittelbar vor Brucheintritt vorhanden war, auf die Lastplatte als Maximalverschiebung vorgegeben. Die Verformungen wurden für jeden Lastplattenknoten schrittweise aufgebracht. Das erste Element riss bereits bei 36% der Maximalverschiebung, unter einem Winkel von 45° infolge Überschreitung der vorgegebenen Zugfestigkeit in Lochrandnähe.

Ausgehend vom Lochrand stellte sich eine zunehmende Rissentwicklung ein. Ihre Ausbreitung unter 45° entsprach der des Experimentes.

Bei 95% der Maximalverschiebung wurde die Berechnung aus Konvergenzgründen abgebrochen. Die Rissentwicklung hatte dabei die unterste Elementschicht erreicht.

Es ist anzunehmen, dass sich bei der weggesteuerten Berechnung bei der Bruchentwicklung die äußere Energie der inneren Energie anpasst. Diese ist bei einer Sprödbbruchentwicklung abnehmend.

Der frühe Beginn der Rissentwicklung bei ca. 1/3 der Verformung bei Brucheintritt ist auf die Spannungsspitzen an der Lochkante zurückzuführen, die bei den linear- elastischen Berechnungen unter der vorgegebenen Bruchlast dreimal höher lagen, als die Zugfestigkeit

Die Rissentwicklung erfolgte senkrecht zur Richtung der größten Hauptzugspannungen. Sie zeigte gute Übereinstimmung mit dem tatsächlichen Verlauf.

8.1.3.2 Lasteinleitungsstelle 1 / E (50mm / 250mm)

Wegen der schlechten Konvergenz bei allen bisher als kraftgesteuerten Rissimulationen wurde für diese Lasteinleitungsstelle nur die weggesteuerte Berechnung durchgeführt.

Weggesteuerte Risssimulation

Aus der linear- elastischen Berechnung wurden durch Aufbringen der aus dem Versuch bekannten Bruchlast Verformungen unter dem Lasteinleitungsbereich in Höhe bis zu 0,27 mm ermittelt. Aufgrund der erwarteten besseren Konvergenz bei einer weggesteuerten Risssimulation wurde weggesteuert eine Maximalverschiebung von 0,30 mm auf die Lastplatte schrittweise aufgebracht. Die maximal ertragbaren Spannungen wurden mit $0,45 \text{ N/mm}^2$ für Zug-, und $4,5 \text{ N/mm}^2$ für Druckbelastung voreingestellt.

Der Beginn der Rissentwicklung trat bei 25% der Maximal-Verschiebung ein. Dabei stellten sich unter 45° geneigte Risse am Lochrand ein, mit Beginn bzw. erster Fortschreitung in Richtung der Lagerung. Die Rissbildung trat senkrecht zu den Hauptzugspannungen bei Überschreiten der vorgegebenen Zugfestigkeit ein. Auch hierbei traten bei den gerissenen Elementen am Lochrand lokale Spannungsspitzen auf.

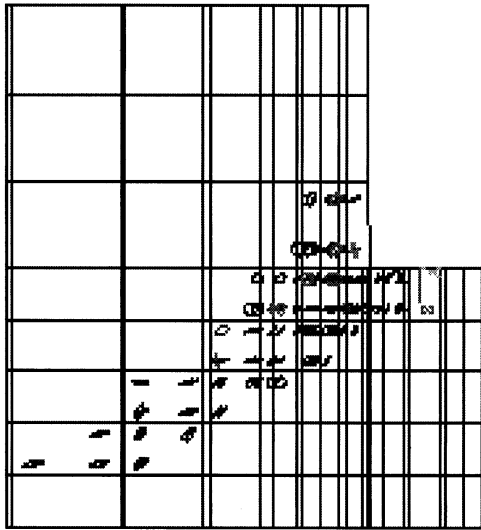
Ab ca. 35% .. 40% der vorgegebenen Maximalverschiebung entwickelten sich horizontal verlaufende Risse in Höhe der Lasteinleitungsebene in Richtung zur

nicht gelagerten Ecke. Es stellten sich Risse zum Lagerbereich ein, die die Plattenunterseite erreichten. Die Neigung des vollständigen Risses in diesem Bereich betrug ca. 50° gegen die Horizontale.

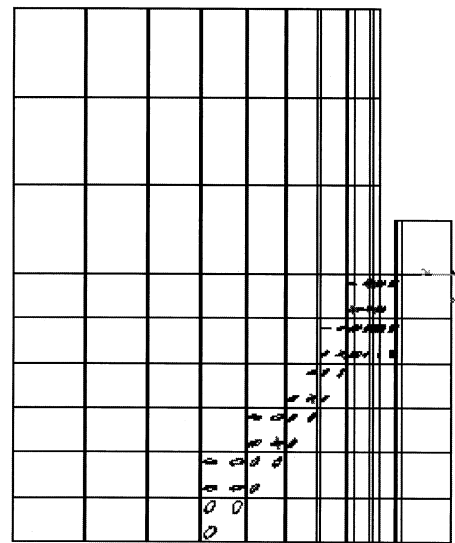
Die numerische Risssimulation zeigte eine gute Übereinstimmung mit dem tatsächlichen Rissverlauf des Ausbruchkegels aus dem Versuch.

Nachfolgend sind die Rissentwicklungen für die Lasteinleitungsstellen 1/A und 1/E im Vertikalschnitt und im Grundriss dargestellt. Die Risse sind als Kreise in den Element- Integrationspunkten festgelegt. Senkrecht zu den Kreisen ist die Rissöffnung.

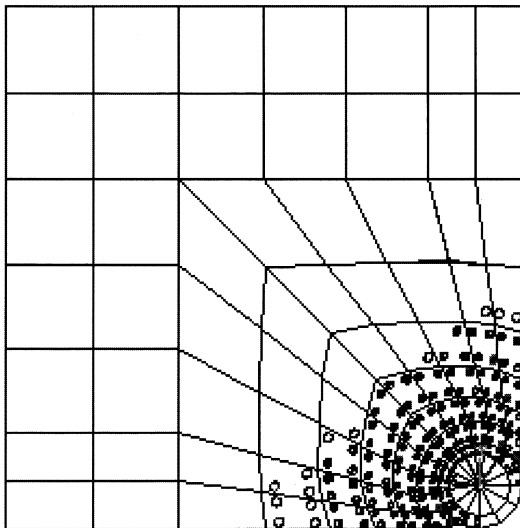
Die besten Ergebnisse bei den Risssimulationen mit den Solid65- Elementen wurden bei den randnahen Lasteinleitungsstellen 1/A und 1/E erzielt. Hierbei stellte sich während des iterativen, weggesteuerten Berechnungsvorganges eine gute Konvergenz ein, die eine nahezu vollständige Rissgeschichte aufzeigte. Es wurden Rissflächen erzeugt, die fast bis zur Plattenunterseite durchgingen und dem wirklichen Verlauf aus den Experimenten entsprachen.



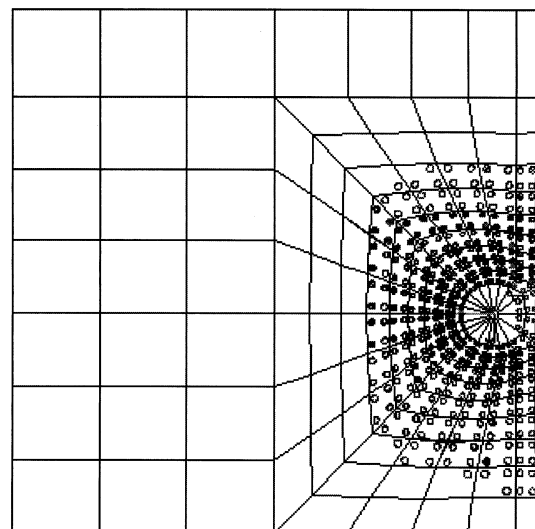
a) 1/A im Vertikalschnitt



b) 1/E im Vertikalschnitt



a) 1/A im Grundriss



b) 1/E im Grundriss

Bild 8.3: Vollständig durchgeführte Rissimulation bei randnahen Lasteinleitungsstellen; a) Lasteinleitungsstelle 1/A , b) Lasteinleitungsstelle 1/E

8.2 Risssimulation bei den Vorversuchen bei mittiger Lasteinleitung

Die aus linear- elastischer Berechnung unter Vorgabe der experimentellen Bruchlast erhaltene Vertikalverschiebung unter der Lastplatte in Höhe von ca. 0,18 mm wurde als weggesteuerte Maximalverschiebung für die numerische Risssimulation gewählt.

Ergebnis: Bei 93,5% der vorgegebenen Maximalverschiebung brach das Programm aus Konvergenzgründen ab. Bei bereits 55% entstanden die ersten Risse, die von der Lochkante ausgingen und unter 45° gegen die Grundfläche verliefen. Dieser Verlauf entsprach etwa dem Kegelanriss beim Versuch. An der Plattenunterseite waren zu diesem Zeitpunkt bereits Zugspannungen entstanden, die etwas unter der Zugfestigkeit lagen. Bei den weiteren Verformungsschritten entstanden vertikale Risse an der Plattenunterseite infolge Überschreitung der vorgegebenen Zugfestigkeit. Von diesem Zeitpunkt an war kein Weiterreißen eines Kegelausbruches mehr festzustellen. Nach den einsetzenden Vertikalrissen brach das Programm die Risssimulation ab.

Zusammenfassende Betrachtung zur Risssimulation für die Vorversuche:

Ähnlich zu den Versuchen, bei denen sich ein kegel- bzw. pyramidenähnlicher Ausbruch einstellte, ist bei der numerischen Simulation auch eine Schrägrissbildung rund um den Lochbereich unter 45° festgestellt worden. Die schrägen Risse verliefen etwa über die halbe effektive Plattendicke. Danach trat durch Überschreiten der Zugfestigkeit an der Plattenunterseite, und von dieser ausgehend, eine vertikale, im Grundriss diagonal verlaufende Rissbildung auf. Die Simulation stellte somit einen Übergang vom Kegelausbruch zum Biegezugriss fest.

Nachfolgend ist unter Nutzung der doppelten Symmetrie $\frac{1}{4}$ der Platte dargestellt, mit dem Lochmittelpunkt jeweils rechts unten im Bild 8.4.

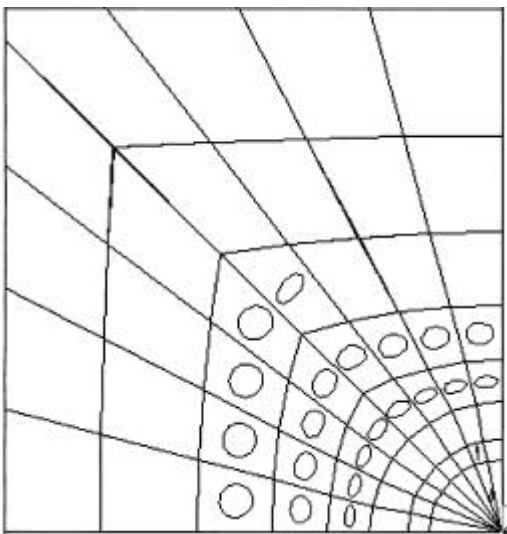


Bild 8.4 a: Schrägrisse unterhalb der Lasteinleitungsebene

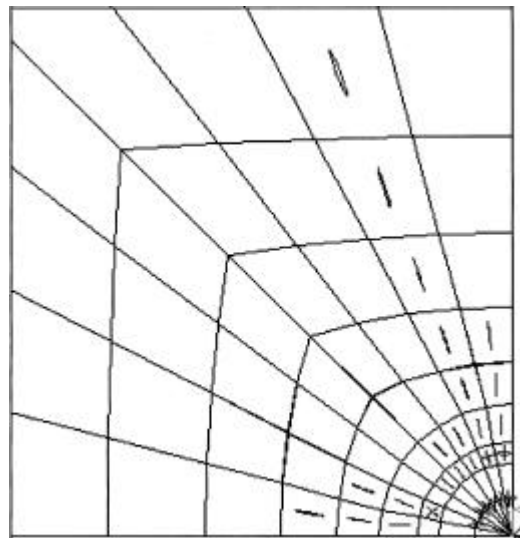


Bild 8.4 :b Vertikalrisse an der Plattenunterseite

8.3 Risssimulation bei Ausschaltung ganzer Elemente

Diese, schon vorweg als „sehr grob“ betrachtete Simulation, beruht auf der Annahme, dass Elemente bei Überschreitung einer vorgegebenen Spannung gänzlich eliminiert werden. Nach einem linear-elastischen Berechnungslauf wurden die Elemente, bei denen die Hauptzugspannung eine angenommene Zugfestigkeit überschritt, selektiert und ausgeschaltet. Dabei wurde der E-Modul dieser Elemente anschließend zu Null gesetzt, was ein physikalisch gänzlich Ausfallen dieser Elemente zur Folge hat. Unter Wegfall dieser Elemente wurde ein weiterer Berechnungslauf neu gestartet. Diese Prozedur wurde mehrfach wiederholt, um somit einen „Rissfortschritt“ zu erkennen. Der erste Berechnungslauf zeigte maximale Zugspannungen direkt am Lochrand auf. Die Vorgehensweise war zunächst, dass in diesem Bereich ein „Ringabschnitt“ der Elementierung mit größten Hauptzugspannungen selektiert wurde. Der E-Modul der selektierten Elemente wurde dann zu Null gesetzt und der Berechnungslauf neu gestartet. Weitere Schritte zeigten größte Zugspannungen fortschreitend zum Platteninneren hin, dann auch zur freien Querseite. Dieser Rissfortschritt war noch realitätsnah. Danach richtete sich die Rissbildung, über die Elemente mit den größten Hauptzugspannungen in die Tiefe der effektiven Plattendicke, Bild 8.5. Nach 7 Berechnungsläufen wurde die Risssimulation nicht mehr weitergeführt. Zu diesem Zeitpunkt war eine eindeutige Abweichung zum tatsächlichen, aus dem Versuch bekannten Rissverlauf zu erkennen. Desweiteren erhielt man ab diesem Zeitpunkt die größten Zugspannungen an der Plattenunterseite.

Ursache für den vorliegenden Rissverlauf:

In der Realität folgt die Rissentwicklung senkrecht zur Hauptzugspannung, bei der die Zugfestigkeit des Materials überschritten wird. Ein Ausfallen des Materialwiderstandes erfolgt somit nur senkrecht zum Riss, in Richtung der größten Hauptzugspannung. In Rissrichtung, d.h. parallel zum Riss, ist das Material noch in der Lage, Kräfte aufzunehmen. Dies sind hier Druckkräfte (Bild 8.5b). Auch ist noch eine Schubaufnahme infolge Reibung und Verzahnung zwischen den Rissufern, parallel zur Rissoberfläche, vorhanden. Durch das Gleichsetzen des E-Moduls zu Null in *alle* Richtungen wird dies nicht bewirkt.

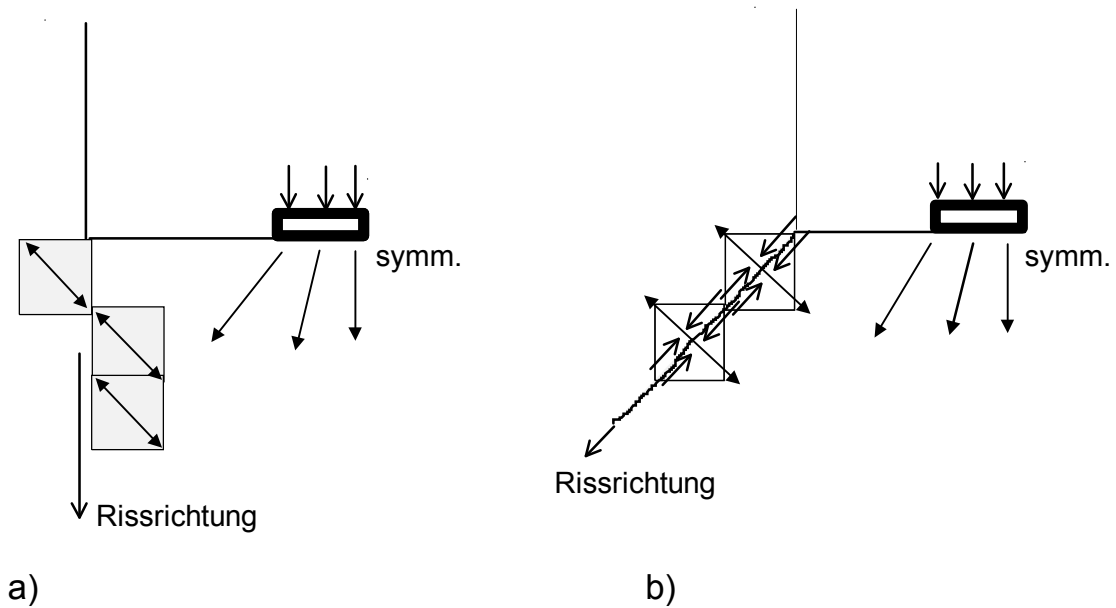


Bild 8.5: Vertikalschnitt durch das Modell während der Rissimulation mit dem Bereich der eliminierten Elemente in denen die Hauptspannung die Zugfestigkeit erreicht

- a) „Rissfortschritt“ bei gänzlichem Versagen der Elemente
- b) wirklicher Rissfortschritt (im Element werden Druckkräfte parallel zum Riss noch aufgenommen)

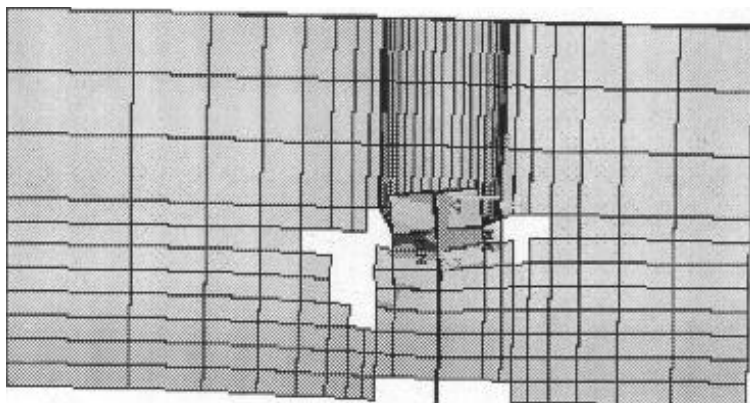


Bild 8.6: Vertikalschnitt durch das Modell mit dem Bereich der ausgeschalteten Elemente unter dem Lasteinleitungsbereich

9 Zusammenfassung

Nachfolgend werden die wesentlichen Erkenntnisse dieser Arbeit zusammengefasst erläutert:

1. Problemübersicht und Zielstellung

Die vorliegende Arbeit betrifft die Problematik des Tragverhaltens von Porenbetonplatten bei randnaher, konzentrierter Lasteintragung. Diese wird praktisch bei punktuellen Stützungen bzw. Befestigungen bewirkt. Ziel war das Erkennen von Versagensursachen und Bruchlasten in Abhängigkeit von geometrischen und materialeigenen Parametern. Die Untersuchung des Einflusses des Sprödbbruchverhaltens des Porenbetons unter Zugbeanspruchung war von besonderem Interesse.

2. Lösungsweg

Es wurden insgesamt 119 Einzelversuche an 300 mm dicken Platten mit variierter Lage von randnahen Bohrungen als Lasteintragungsstelle durchgeführt. Die Bohrungen erstreckten sich über die halbe Plattendicke, wodurch unter der Lasteinleitungsebene eine „effektive Plattendicke“ $h_{ef} = 150$ mm verblieb.

Die Lagerbedingungen waren so festgelegt, dass sich möglichst ein ungestörter Ausbruchkörper ausbilden konnte. Aus den Versagensbildern und Bruchlasten wurden Gesetzmäßigkeiten mit Bezug auf Geometrie- und Materialparameter abgeleitet.

Numerische Spannungsuntersuchungen über eine räumliche Idealisierung der Versuchskörper mit dem Finite- Element- Programmsystem ANSYS gaben Aufschlüsse über Ort und Größe von bruchverursachenden Spannungen. Desweiteren wurden über die Versuchsergebnisse hinaus Berechnungen über den Einfluss von Variationen bei der Plattengeometrie durchgeführt. Auf der Grundlage von Versuchsergebnissen und deren Kombination mit numerischen Berechnungen wurden Ausbruchgleichungen erstellt. Numerische Rissimulationen gaben Aufschluss über den Spannungszustand und Ablauf der Rissentwicklung.

3. Ausbruchverhalten

Im randnahen Bereich der Lasteinleitungsstellen traten kegelförmige Ausbrüche auf. Bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen traten die Kegelausbrüche auch kombiniert mit Biegezugbrüchen auf, die von der Plattenunterseite unterhalb der Lasteinleitung ausgingen. Alle Brüche waren Sprödbrüche, die plötzlich und ohne Vorankündigung eintraten. Sie vollzogen sich mit hoher Geschwindigkeit, sodass keine Beobachtung der Rissentwicklung möglich war. Die Rissentwicklung kann somit als instabil (auch „überkritisch“) bezeichnet werden. Das heißt, dass beim Brucheintritt die äußere, aufgebrachte Energie größer ist, als die innere, gespeicherte (auch Oberflächenenergie) bzw. als die für die Bruchentwicklung erforderliche Energie.

In wenigen Fällen traten, bedingt durch die Lagerung der Versuchskörper, globale Biegezugbrüche auf.

4. Bruchoberflächen

Bei den ecknahen Lasteinleitungsstellen ergaben sich bei den Ausbruchkegeln relativ steile, glatte Bruchoberflächen, die mit zunehmendem Randabstand flacher und unebener wurden. Bei den ecknahen Ausbruchkegeln mit ca. 45° Neigung ist somit von einem „Schubbruch“ auszugehen (senkrecht aufeinander stehende Hauptzug- und Hauptdruckspannungen sind unter 45° gegen die Ebene geneigt). Dabei liegt vorwiegend die bruchmechanische Rissöffnungsart II vor, d.h. Schub (hier vertikal) mit Tangentialverschiebung der Rissufer gegeneinander. Bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen ist von einer Dominanz der Rissöffnungsart I auszugehen, d.h. ebener Zug senkrecht zur Rissachse mit Normalverschiebung der Rissufer.

Die Bruchoberflächen nahmen mit größer werdenden Randabständen der Lasteinleitungsstellen kontinuierlich zu.

Zwischen den Bruchoberflächen und der Würfeldruckfestigkeit bestand ein umgekehrt proportionales Verhältnis, dh. auch, dass mit höheren Festigkeiten die Neigung der Bruchoberflächen zunahm.

5. Bruchlasten

Entlang der nicht gelagerten Querseite war eine gleichmäßige Zunahme der Bruchlasten mit größer werdenden Abständen zur freien Ecke hin festzustellen. Über einem Randabstand von 100 mm bis 150 mm hinaus -150 mm entspricht der effektiven Plattendicke- war keine merkliche Bruchlastzunahme mehr erkennbar. Die Bruchlasten lagen dort in der gleichen Höhe wie die bei den Vorversuchen mit Lasteinleitung in Plattenmitte. Es kann festgehalten werden, dass Randabstände von Lasteinleitungsstellen, die der effektiven Plattendicke entsprechen, hier als „randfern“ bezeichnet werden können.

Die Materialfestigkeit ist ein wichtiger, die Bruchlast maßgeblich beeinflussender Faktor. Bekannt waren die Würfeldruckfestigkeiten von den vier durchgeführten Versuchsreihen. Für die Bruchlast wurde die Zugfestigkeit als ausschlaggebend angenommen.

6. Lokales Druckversagen

Bei Druckspannungen unter der Lastplatte, die weniger als 10% unter der Würfeldruckfestigkeit lagen, ergaben sich lokale Eindrückungen der Lastplatte in den Versuchskörper. Diese traten bei der kleinen Lastplattenvariante auf, insbesondere bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen. Dabei wurde das Porenbetonmaterial direkt unter der Lastplatte zusammengedrückt und seine Zellwandstruktur bis zu 40 mm tief zerstört. Während des Vorganges der lokalen Eindrückung verlief das Last- Verformungsverhalten unter der Lasteinleitungsfläche merklich abgeflacht und linear weiter. Plötzlich stellte sich, ausgehend von der Lochkante, ein Kegelausbruch wie bei den Fällen

ohne lokale Eindrückungen ein. Das lokale Versagen hatte keinen Einfluss auf die Ausbruchlasten.

7. Bemessungskonzept auf Grundlage der Versuchsergebnisse und bestehender Verfahren

Auf Grundlage der in den Versuchen ermittelten Bruchlasten N_u , der bekannten Würfeldruckfestigkeiten β_D und über die Festlegung einer „kritischen Fläche“ A_{crit} nach DIN 1045-1, Abschn. 7.4 bzw. EC2, Abschn. 4.3.4 für jede Lasteinleitungsstelle wurde eine Ausbruchgleichung erstellt. Die Ausbruchgleichung hat die allgemeine Form

$$N_u = k_A \cdot \beta_D^{2/3} \cdot A_{crit}$$

Im Mittel ergibt sich $k_A = 3,34$ mit einem Variationskoeffizienten von $v = 21,7\%$. Diese Gleichung gilt nur für die Plattendicke der Versuchskörper und ist auf den Fall des reinen Kegelausbruchs beschränkt.

Eine Bestimmung der Ausbruchlasten randnaher Lasteinleitungsstellen nach dem Concrete- Capacity (C- C)- Verfahren liefert Bruchlasten, die i. M. ca. 25% unter den Versuchsergebnissen liegen.

8. Zugfestigkeit von Porenbeton

Die Druckfestigkeit und die Zugfestigkeit von Beton, wie auch Porenbeton, stehen in einer phänomenologischen Abhängigkeit zueinander. Auf der Grundlage der eigenen Ergebnisse aus den Serienversuchen und derer anderer Einrichtungen (der ibac, Aachen [45] und der TU München, in Heft 209 des DAfSt [52]) wurden Umrechnungen von der Druck- auf die Zugfestigkeit für Porenbeton vorgenommen. Die Zugfestigkeit wächst unterproportional mit der Druckfestigkeit an. Dabei stellt der Exponent $2/3$ über der Druckfestigkeit die beste Approximation für eine Umrechnung auf die Zugfestigkeit dar, d.h. die Zugfestigkeit wächst nahezu proportional zu $\beta_D^{2/3}$. Es sind jedoch auch Exponenten zwischen $2/3$ und $1,0$ für eine näherungsweise Umrechnung akzeptabel.

9. Linear- elastischer Spannungszustand

Aus den numerischen Untersuchungen wurden als bruchverursachende Spannungen die größten Hauptzugspannungen festgestellt. Diese erreichten bzw. überschritten die Zugfestigkeit des Porenbetons; Überschreitungen traten in zwei Bereichen auf:

Fall a) in der Lasteinleitungsebene an der Lochkante und

Fall b) an der Plattenunterseite unterhalb der Lasteinleitung.

Bei Fall a) waren es schräge, um den Lasteinleitungsbereich herum tendenziell rotationssymmetrisch verlaufende Hauptzugspannungen. Diese traten direkt am Lochrand als Spannungsspitzen auf. Nach einem Abstand vom Lochrand in Größe der Elementbreite -ca. 20 mm- waren diese auf die angenommene Zugfestigkeit abgeklungen.

Bei Fall b), der Plattenunterseite, wurde unter Aufbringen der Bruchlasten bei allen Lasteinleitungsstellen mit Ausnahme von zwei ecknahen Lasteinleitungsstellen die angenommene Zugfestigkeit in Höhe von ca. 1/10 der Würfel-druckfestigkeit erreicht. Die untersuchten Spannungszustände weisen somit in den meisten Fällen auf den Kegelausbruch in Kombination mit dem Biegezug-versagen an der Plattenunterseite hin.

10. Variation von Loch- und Lastplattendurchmesser

Bei den Spannungsuntersuchungen für 6 verschiedene Kombinationen der Loch- und Lastplattendurchmesser stellte sich heraus, dass sich große Last-plattendurchmesser mit gleich großen Lochdurchmessern am günstigsten auswirkten. Sie lieferten die niedrigsten Spannungen. Kleine Lastplatten-durchmesser mit gleich großen Lochdurchmessern sollten möglichst vermieden werden, da insbesondere konzentrierte Druckspannungen unter der Last-platte entstehen, die lokale Eindrückungen hervorrufen können. Möglichst ganz zu vermeiden sind kleine Lastplattendurchmesser mit größeren Loch-durchmessern. Dabei treten neben den Druckspannungskonzentrationen unter der Lastplatte erhöhte Zugspannungen am Lochrand infolge des „ge-schwächten“ Bereiches zwischen Lastplattenkante und dem Lochrand auf. Auf die Spannungen an der Plattenunterseite hatten die verschiedenen Vari-anten keinen Einfluss.

11. Variation der Plattendicke

Es wurden Spannungsuntersuchungen unter Variation der Plattendicke zwischen 50 mm und 300 mm durchgeführt. Bei effektiven Plattendicken zwischen 200 mm und 300 mm wurden Spannungsspitzen am Lochrand in gleicher Größe festgestellt. An der Plattenunterseite wurde mit abnehmender Plattendicke ein überproportionales Anwachsen der Zugspannungen ver-zeichnet. Die Bruchlasten erhöhten sich überproportional zur effektiven Plat-tendicke, bzw. es stellte sich ein proportionales Verhältnis der Bruchlast zu $h_{ef}^{1,45}$ heraus. Unter Vernachlässigung des gesamten Bereiches oberhalb der Lasteinleitungsebene, d.h. bei einer Halbierung der Gesamtplattendicke, traten an der Plattenoberfläche zweimal so hohe Zugspannungen auf, wie unter Mit-einbeziehung des oberen, mittragenden Bereiches. Spannungsspitzen waren wegen des „Wegfallens“ des Lochrandes in diesem Bereich beim reduzierten Modell nicht mehr vorhanden.

12. Ausbruchgleichung für „randferne“ Lasteinleitungsstellen bei variierter Plattendicke

Aufgrund der numerischen Untersuchungen, diese kombiniert mit den Ver-suchsergebnissen, wurde unter Berücksichtigung der Variation der effektiven Plattendicke für „randferne“ Lasteinleitungsstellen folgende empirische Aus-bruchgleichung formuliert:

$$N_u = 4,2 \cdot \beta_D^{2/3} \cdot h_{ef}^{1,45} .$$

Demnach steigt die Bruchlast unterproportional mit der Würfeldruckfestigkeit und überproportional mit der effektiven Dicke an.

Bei Normalbeton lautet die Ausbruchgleichung $N_u = 15,5 \cdot \sqrt{\beta_W} \cdot h_{ef}^{1,5}$ für randferne Befestigungen, wobei der Faktor 15,5 speziell für kopfbolzenartige Verankerungen festgelegt wurde.

13. Spröbruchverhalten von Porenbeton

Das Ausbruchverhalten von Porenbeton ist durch das spröde Verhalten unter Zugbeanspruchung charakterisiert. Sowohl für Porenbeton als auch für Normalbeton ist die Zugfestigkeit maßgebend für die Größe der Bruchlast bei Kegelausbrüchen.

Bei den Ausbruchversuchen mit kopfbolzenartigen Verankerungen wurde festgestellt, dass die Zugfestigkeit zuerst um den Bolzenkopf (Lasteinleitung) herum überschritten wird und dann der kegelförmige Ausbruch stattfindet. Von Ausbruchversuchen mit Kopfbolzenverankerungen in Normalbeton ist bekannt, dass bereits bei 30% der Bruchlast die Zugfestigkeit des Betons am Bolzenkopf erreicht wird. Es ist weiterhin bekannt, dass sich bei weiterer Laststeigerung in diesem Bereich Mikrorisse bilden und Spannungsumlagerungen auftreten, sodass bei 90% der Bruchlast die Zugspannung parabolisch über die spätere Bruchoberfläche verteilt angenommen werden können. Durch die Spannungsumlagerung wird bei Normalbeton eine deutliche Erhöhung der Kraft bewirkt, die zuvor eine Spannung in Höhe der Zugfestigkeit im Lasteinleitungsbereich verursachte. Für Porenbeton ist anzunehmen, dass aufgrund seiner ausgeprägten spröden Eigenschaften nach Erreichen der Zugfestigkeit in der Lasteinleitung keine Umlagerung mehr stattfindet. Es tritt der plötzliche Bruch ein. In Kombination mit dem Versagen im Lasteinleitungsbereich findet bei den weiter innenliegenden Lasteinleitungsstellen das Biegezugversagen an der Plattenunterseite statt.

14. Rissimulation

Eine numerische Rissimulation mit Solid65- Volumenelementen mit dem FE-Programmsystem ANSYS zeigte für randnahe Lasteinleitungsstellen gute Übereinstimmung mit den tatsächlichen Bruchoberflächen aus den Versuchen. Die simulierte Rissentwicklung verlief dabei bis zur Plattenunterseite. Sie fand „verschmiert“ statt, d.h. bei Versagen ganzer Elemente. Insgesamt wirkte sich hinsichtlich der Genauigkeit und Konvergenz eine weggesteuerte Simulation wesentlich besser aus, als eine kraftgesteuerte.

Während des Rissfortschritts ändert sich der Spannungszustand ständig, das Programm sucht dabei schrittweise neue Gleichgewichtslagen. Der Rissverlauf folgte senkrecht zur größten Hauptzugspannung, die als Zugfestigkeit in das Programm eingegeben wurde.

Durch die Änderung des Spannungszustandes während des Rissfortschrittes ist unter Anwendung von linear-elastischen Untersuchungen eine Vorhersage über dessen Verlauf kaum oder nur bedingt möglich.

10 Literaturverzeichnis

- [1] FRANZ, G.; RITTER, K.:
Der räumliche Spannungszustand im Stützenbereich von Flachdecken.
Beton- und Stahlbetonbau 6/1964, S. 132 - 137
- [2] KINNUNEN, S. ; NYLANDER, H.:
Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement.
Göteborg, 1960
- [3] REIMANN, H.
Zur Bemessung von dünnen Plattendecken auf Stützen ohne Kopf gegen Durchstanzen. Dissertation TH Stuttgart, 1963
- [4] REGAN, P. E. ; BRAESTRUP, M. W
Punching shear in reinforced concrete. Heft Nr. 168 CEB, Paris 1985
- [5] TETIOR, A. N.
Über den Spröbruchmechanismus von Stützenfundamenten.
Beton i Zelezobeton 9/1982, Seite 43-44
- [6] GEORGOPOULOS, TH.
Durchstanzlast und Durchstanzwinkel über Innenstützen punktförmig gestützter Stahlbetonplatten und deren Sicherheit gegen progressiven Kollaps. Dissertation Universität München, 1987
- [7] ANDRÄ, H. P.
Zum Tragverhalten des Auflagerbereichs von Flachdecken. Dissertation Universität Stuttgart, 1982
- [8] FUCHSSTEINER, W.
Zur Sicherung dünner Fundamentplatten gegen Durchstanzen.
Beton- und Stahlbetonbau, 10/1958, S. 265-267
- [9] NÖLTING, D.
Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton -Tragverhalten, Berechnung, Bemessung-, Dissertation Universität Braunschweig, 1984
- [10] DIETERLE, H.
Zur Bemessung und Bewehrung quadratischer Fundamentplatten aus Stahlbeton. Dissertation Universität Stuttgart, 1973

- [11] REHM, G. ; ELIGEHAUSEN, R.
Auswirkungen der modernen Befestigungstechnik auf die konstruktive Gestaltung im Stahlbetonbau. Betonwerk + Fertigteil- Technik, Heft 6/1984, Seite 388-392
- [12] WEISE, J.
Zur Berechnung und Konstruktion aus Gasbeton nach Grenzzuständen. Betontechnik 1/1985, S. 9-11
- [13] ELIGEHAUSEN, R. ; FUCHS, W. ; MAYER, B.
Tragverhalten von Dübelbefestigungen bei Zugbeanspruchung, Teil1. Betonwerk + Fertigteil- Technik, Heft 12/1987, Seite 826-832
- [14] POPOVICS, S.
A hypothesis concerning the effects of macro- porosity on mechanical properties of concrete. SEM/RILEM International Conference, Houston, 1987
- [15] FALKNER, H ; KUBAT, B. ; DROESE, S.
Durchstanzversuche an Platten aus Stahlfaserbeton. Bautechnik 71, Heft 8, 1994
- [16] RAUE, E.
Vorlesungsunterlagen Stahlbeton.
Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar - Universität, 1995
- [17] WÖRNER, J.- D. ; ZEITLER, R.
Dübelverankerungen in hochfestem Beton in Zusammenhang mit bruchmechanischen Kenngrößen, Bauingenieur 69 (1994), Seite 151-156
- [18] ELIGEHAUSEN, R. ; SAWADE, G.
Verhalten von Beton auf Zug. Betonwerk + Fertigteil- Technik, Heft 5/1985, S. 315-322
- [19] ELIGEHAUSEN, R. ; SAWADE, G.
Verhalten von Beton auf Zug, Teil 2. Betonwerk + Fertigteil- Technik, Heft 6/1985, S. 389-391
- [20] LADNER, M. ; ROEDNER, H.
Zum Durchstanzen von Stützen bei Flachdecken aus Leichtbeton. Schweizerische Bauzeitung, Heft 24, 1978, S. 479-486

- [21] ANDRÄ, H. P.
Zum Tragverhalten von Flachdecken mit Dübelleisten- Bewehrung im Auflagerbereich. Beton- und Stahlbetonbau 3/1981, S.53-57
- [22] GROSS, D.
Werkstoffmechanik in 'Der Ingenieurbau' Band 4: Werkstoffe, Elastizitätstheorie. Hrsg. G. Mehlhorn; Verlag Ernst & Sohn 1996
- [23] GEORGOPOULOS, TH. ; TONIS, D.
Vergleich einiger Vorschriften für den Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen bei punktförmig gestützten Platten. Bauingenieur 62 (1987), S. 345-351
- [24] GEORGOPOULOS, TH.
Durchstanzlast und Durchstanzwinkel über Innenstützen punktförmig gestützter Stahlbetonplatten ohne Schubbewehrung. Bauingenieur 64 (1989), S. 187-191
- [25] ANDRÄ, H. P. ; BAUR, H. ; STIGLAT, K.
Zum Tragverhalten, Konstruieren und Bemessen von Flachdecken. Beton- und Stahlbetonbau 10/1984, S. 258-263
- [26] FUCHSSTEINER, W. ; OLSEN, O. W.
Gedanken über das Durchstanzen - Folgen Risse den Trajektorien? Beton- und Stahlbetonbau 7/1980, S. 163-166
- [27] SCHÄFER, H. ; JAHN, M.
Der Spannungszustand im Stützenbereich von Flachdecken. Beton- und Stahlbetonbau 1/1979, S. 23-2
- [28] JANKOWSKI, D.
Zur Berechnung des Tragverhaltens von zugbeanspruchten Kopfbolzenverankerungen in Beton. Dissertation Ruhr- Universität Bochum, 1988
- [29] PUSILL- WACHTSMUTH, P.
Tragverhalten von Metallspreizdübeln in unbewehrtem Beton unter zentrischer Zugbeanspruchung. Institut für Werkstoffe im Bauwesen (IWB) der Universität Stuttgart, Dissertation 1983
- [30] WOHLFAHRT, R.
Tragverhalten von Ankerschienen ohne Rückhaltebewehrung. Dissertation als IWB Mitteilungen Universität Stuttgart, 1996/4

- [31] SAWADE, G.
Ein energetisches Materialmodell zur Berechnung des Tragverhaltens von zugbeanspruchtem Beton. Dissertation als IWB Mitteilungen Universität Stuttgart, 1994/4
- [32] FURCHE, J.
Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug. Dissertation als IWB Mitteilungen Universität Stuttgart, 1994/2
- [33] MÜLLER, F.- X. ; MUTTONI, A. ; THÜRLIMANN; B.
Durchstanzversuche an Flachdecken mit Aussparungen. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 7305-5, 1984
- [34] BRÄNDLI, W. ; MÜLLER, F.- X. ; THÜRLIMANN; B.
Bruchversuch an Stahlbeton- und Spannbetonplatten bei Rand- und Eckstützen. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 7305-4, 1982
- [35] BRÄNDLI, W.
Durchstanzen von Flachdecken bei Rand- und Eckstützen. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, Bericht Nr. 146, 1985
- [36] LINK, J. ; SCHÄFER, H. ; MEHLHORN, G.
Eine Formulierung des zweiachsigen Bruch- und Verformungsverhaltens von Beton. Beton- und Stahlbetonbau 1974, Heft 9, S. 206-214
- [37] WESCHE, K.
Baustoffe für tragende Bauteile, Teil 2. Bauverlag Wiesbaden und Berlin, 3.Auflage, 1993
- [38] Autorenkollektiv
Systematische Baustofflehre, Band 1. Hrsg. S. Röbert VEB Verlag für Bauwesen Berlin, 6. Auflage, 1987
- [39] Autorenkollektiv
Systematische Baustofflehre, Band 2. Hrsg. S. Röbert VEB Verlag für Bauwesen Berlin, 2. Auflage, 1983
- [40] REINSDORF, S.
Betontaschenbuch Band 1 Betontechnologie. VEB Verlag für Bauwesen Berlin, 5. Auflage, 1987

- [41] ZHAO, G.
Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch. Heft 454 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, 1995
- [42] ZEITLER, R.
Zum Bruchverhalten von hochfestem Beton bei einer Zugbeanspruchung durch formschlüssige Verankerungen. Heft 471 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, 1997
- [43] HAMPE, E. ; RAUE, E. ; KALLER, W.
Stahlbeton Teil 1: Grundlagen. Verlag für Bauwesen, Berlin 1993
- [44] ELIGEHAUSEN, R. ; MALLEE, R. ; REHM, G.
Befestigungstechnik. Betonkalender 1997, Teil II, Ernst & Sohn
- [45] SCHUBERT, P. ; GONZALES, C.
Zugfestigkeit von Porenbeton und Haftscherfestigkeit von Dünnbettmörtel auf Porenbeton. Mauerwerk-Kalender 1997, Ernst & Sohn
- [46] WEBER, H.
Das Porenbeton- Handbuch. Bauverlag GmbH, 2. Auflage, 1995
- [47] REICHEL, W.
YTONG- Handbuch; Gasbeton- Planung, Konstruktion und Anwendung, 2. Auflage 1974, Bauverlag GmbH, Wiesbaden
- [48] E - DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton.
Entwurf Februar 1997 / Dezember 1998
- [49] DIN V ENV 1992-1: EUROCODE 2. Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Juni 1992
- [50] DEUTSCHE NORMEN DIN 4223
Gasbeton, Bewehrte Bauteile. Entwurf August 1987
- [51] DEUTSCHE NORMEN DIN EN 1351 (Jahr 1997)
Bestimmung der Biegezugfestigkeit von dampfgehärtetem Porenbeton.
- [52] SELL, R.
Festigkeit und Verformung von Gasbeton unter zweiachialer Druck- Zugbeanspruchung. Heft 209 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, 1970

- [53] METZENER-GHEORGHITA, I. ; WITTMANN, F. H.
La mecanique de la rupture appliquee au beton cellulaire autoclave.
Chronique des materiaux de construction, Lausanne, 1984
- [54] SÄHN, S. ; GÖLDNER, H.
Bruch- und Beurteilungskriterien in der Festigkeitslehre. Fachbuchverlag, Leipzig 1992
- [55] FUCHS, W. ; ELIGEHAUSEN, R.
Das C- C- Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen. Beton- und Stahlbetonbau 90 (1995), Heft 1, S. 6-9
- [56] FUCHS, W. ; ELIGEHAUSEN, R.
Das C- C- Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen. Beton- und Stahlbetonbau 90 (1995), Heft 2, S. 38-44
- [57] FUCHS, W. ; ELIGEHAUSEN, R.
Das C- C- Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen. Beton- und Stahlbetonbau 90 (1995), Heft 3, S. 73-76
- [58] DEUTSCHE NORMEN DIN 12602
Vorgefertigte bewehrte Bauteile aus dampfgehärtetem Porenbeton.
Entwurf Januar 1997
- [59] STORCK, J. ; WÖRNER, J.- D.
Ausbruchtragfähigkeit von Porenbeton. Concrete precasting plant and technology, 10/1992, S. 92-97
- [60] RAUE, E. ; v. ALT, D.
Bericht über Versuche zu kopfbolzenähnlichen Verankerungen in Elementen aus Porenbeton. Forschungsbericht der Professur Massivbau I, Weimar 1997
- [61] RIEMANN, H.
Das erweiterte „Kappa- Verfahren“ für Befestigungsmittel-Bemessung an Beispielen von Kopfbolzenverankerungen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 12/1985, S. 808-815
- [62] RIEMANN, H.
Zugbeanspruchte randnahe Verankerungen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 6/1987, S. 437-442

- [63] BODE, H. ; HANENKAMP, W.
Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung.
Bauingenieur 60 (1985), S. 361-367
- [64] ELIGEHAUSEN, R. ; FUCHS, W. u.a.
Tragverhalten von Kopfbolzenverankerungen bei zentrischer Zugbeanspruchung. Bauingenieur 67 (1992), S. 183-196
- [65] MÜLLER, G ; REHFELD, I. ; KATHEDER, W.
Die Methode der Finiten Elemente mit dem FE- Programmsystem ANSYS. Expert-Verlag, 2. Auflage, Renningen 1994
- [66] LINK, M.
Finite Elemente in der Statik und Dynamik. Teubner Stuttgart, 1984
- [67] ZIENKIEWICZ, O. C.
Methode der finiten Elemente. 2. Auflage Hanser Verlag München 1984
- [68] GIRKMANN, K.
Flächentragwerke. 6. Auflage Springer- Verlag Wien 1963
- [69] NADAI, A.
Die elastischen Platten. Springer- Verlag Berlin 1925/1968
- [70] CHMELKA, F. ; MELAN, E.
Einführung in die Festigkeitslehre. 5. Auflage Springer- Verlag Wien 1972
- [71] WAGNER, W. ; ERLHOFF, G.
Praktische Baustatik Teil 2. Teubner Stuttgart 1977
- [72] DEUTSCHE NORMEN DIN 32500, Teil 3, Januar 1979:
Bolzen für Bolzenschweißen mit Hubzündung - Betonanker und Kopfbolzen.
- [73] BUNDESVERBAND PORENBETON
Befestigungsmittel. Bericht 18, Wiesbaden 1998
- [74] ACKERMANN, G.
Ingenieurkonstruktionen II - Flachdecken - EUROCODE 2. Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar - Universität, 1996

- [75] AHNER, C.
Untersuchung des Tragverhaltens von Porenbetonkörpern unter konzentrierter Lasteintragung. Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar - Universität, Diplomarbeit 1994

- [76] JENTSCH, H.
Untersuchung des Tragverhaltens von Porenbetonkörpern unter konzentrierter Lasteintragung. Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar - Universität, Diplomarbeit 1995

- [77] Comite Euro- International du Beton
Fastenings to concrete and masonry structures. Telford 1994

- [78] ANSYS User's Manual Volume IV Theory, 1994